



TITLE:

数値解析手法を用いた岩盤斜面の
崩壊挙動解析に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

萩原, 育夫

CITATION:

萩原, 育夫. 数値解析手法を用いた岩盤斜面の崩壊挙動解析に関する研究. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14600>

RIGHT:

数値解析手法を用いた
岩盤斜面の崩壊挙動解析に関する研究

平成 21 年 2 月

萩 原 育 夫

目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	3
1.3 本研究の構成	3
第2章 岩盤斜面崩壊の挙動解析・予測の現状	7
2.1 岩盤斜面の崩壊形態と原因	7
2.2 岩盤斜面崩壊と数値解析手法	9
2.3 岩盤斜面ハザード予測と数値解析手法	20
2.4 第2章のまとめ	22
第3章 不連続変形法の概要と岩盤斜面崩壊解析における技術課題	25
3.1 基礎方程式	25
3.2 ブロック運動の定式化	27
3.3 ブロック接触過程のモデル化	33
3.4 工学的適用性	36
3.5 崩壊挙動解析における技術的課題	48
3.6 第3章のまとめ	50
第4章 落石崩壊に関する不連続変形法の改良と適用	52
4.1 崩落現象と挙動予測	52
4.2 崩落現象に係わるエネルギー減衰効果の組み込み	58
4.3 落石形状指標の導入と感度解析	61
4.4 落石崩壊事例の解析	77
4.5 既存評価手法との比較	84
4.6 第4章のまとめ	87
第5章 地震時斜面崩壊に関する不連続変形法の改良と適用	89
5.1 地震応答と挙動予測	89

5.2 震動現象に係わるエネルギー減衰効果の組み込み.....	91
5.3 地震応答に関する感度解析.....	92
5.4 外力条件設定のための振動基盤ブロックの導入.....	101
5.5 振動台実験の事例解析	104
5.6 地震時岩盤崩壊の事例解析.....	119
5.7 5章のまとめ	132
第6章 研究成果に基づく提案と今後の課題.....	134
6.1 研究成果に基づく提案	134
6.2 今後の展望と技術課題	140
6.3 第6章のまとめ	141
第7章 本研究のまとめ.....	143

謝 辞

研究実績

第1章 序 論

1.1 研究背景

わが国では、各種の自然災害によって毎年多くの物的・人的被害が生じている。自然災害の形態は、土砂災害・洪水・高潮（津波）・火山噴火等多岐にわたるが、1990年代以降の大規模地震の多発に伴って（図 1.1.1）、岩盤斜面崩壊に関連した災害が各地で発生しており、岩盤斜面崩壊に対する防災対策技術の開発・確立への社会的要求が高まっている。

斜面災害に対する防災対策は、斜面の特性や周辺環境に応じて様々な方策がとられるが、最近では構造物設計と同様に性能設計の概念が導入され、斜面崩壊の規模や発生の可能性等の評価に加え、発生した際にどのような影響が生じるかを的確に予測することが重要となっている。斜面に係わる防災性能評価は、一般的には地形地質調査・ハザード予測、ハザード発生確率評価・リスク評価の各段階に区分され、崩壊の発生から崩落・停止までの崩壊現象を人的・物的被害を与える可能性のある現象（ハザード）として予測し、降雨や地震等の誘因に関連づけて発生確率を分析した上で、崩壊現象が発生した際の人的・社会的・経済的な被害（リスク）が対策効果と併せて評価される^{1),2)}（図 1.1.2）。岩盤斜面の崩壊に関しては、岩盤中の割れ目、破碎帯等の崩壊要因の複雑性・多様性に関連して崩壊の規模や形態等が様々に変化することから、ハザード予測が困難な崩壊現象として位置付けられ、崩壊挙動の予測精度の向上が求められている。

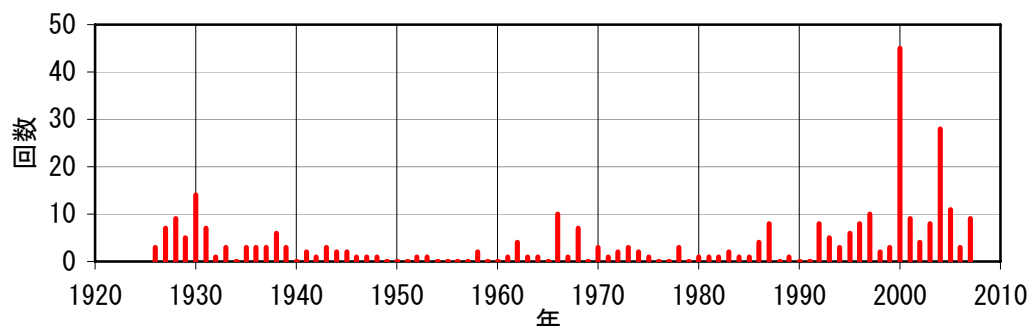


図 1.1.1 1926 年以降の震度 5 以上の地震発生回数（気象庁資料をもとに作成）

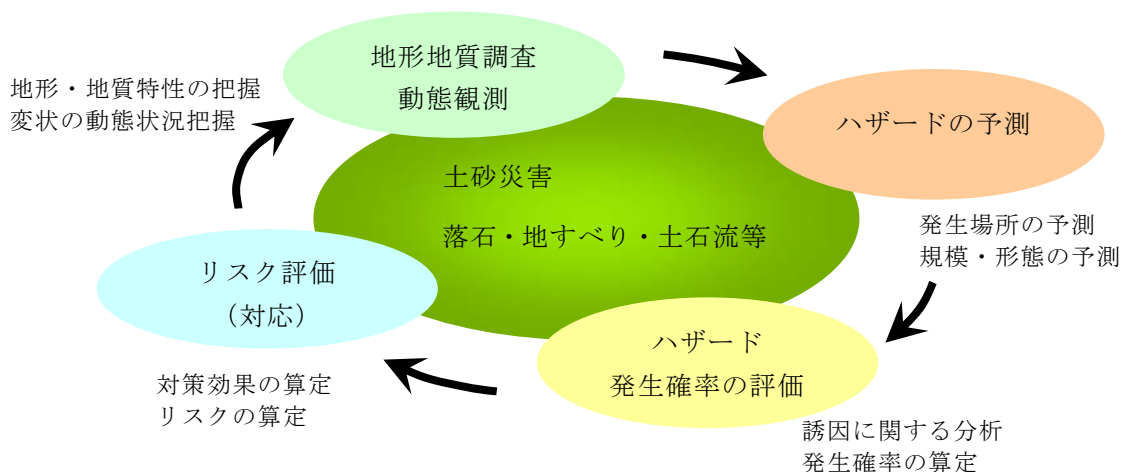


図 1.1.2 土砂災害に関する防災性能評価の概要¹⁾²⁾をもとに作成

岩盤斜面の崩壊挙動予測に用いられる評価手法には、崩壊現象の多様性に関連して様々な手法が導入されているが、大局的には専門技術者による評価、評点法による評価、モニタリングによる評価、災害履歴統計による評価及び数値解析による評価に区分される²⁾。これらのうち専門技術者による評価手法は、最も経験的・定性的な手法として位置づけられるのに対し、これと対局をなす定量的・物理的な評価手法として崩壊シミュレーション等の数値解析による評価手法があげられる。両者の中間的なものとしては評点法や災害履歴統計等による評価手法があり解析手順や解析内容はそれぞれ異なるが、評価基準の設定等においては数値解析結果等が一般に利用されている。この点から数値解析による評価は、岩盤斜面の崩壊挙動を定量的に予測する際の、最も基本的な評価手法と位置づけることができる。

岩盤崩壊に適用される数値解析手法としては、すべり崩壊等を対象とした極限平衡法解析や変形解析（連続体モデル）等が 1970 年代から適用されている。これらは主に岩盤崩壊の初期段階（微小変形過程）を対象とした手法であり、崩落岩塊の崩落速度や到達距離崩などの影響度に関する情報が限られる。また、崩落過程を直接扱う数値解析手法として落石実験データに基づく落石シミュレーションや落石速度評価式があるが、適用対象が落石現象に限られ、すべり運動等を伴った多様な現象の解析には適用が難しい。一方、解析対象をブロックの集合体としてモデル化する不連続変形法や個別要素法等は、岩盤崩壊の崩落開始（微小変形過程）から崩落・停止（大変形過程）までの変形過程を解析できるとともに、回転・衝突・すべり等の多様な運動形態の解析が可能となっており、岩盤斜面の崩壊挙動を予測における汎用的な数値解析手法として近年期待されている。

不連続体モデルによる岩盤崩壊解析は、過去の落石実験等の事例解析を通じて有効性が把握される一方、解析パラメータの設定方法の確立が技術的な課題として指摘されている³⁾。解析に用いるパラメータは現地調査をもとに通常設定されるが、数値解析手法の特性と地形地質調査の内容が整合していない場合には、解析作業が非効率的となるばかりでなく、評価精度の低下や誤った解析結果に至る危険性がある。岩盤斜面では不連続面分布の多様性に帰因して岩盤性状や崩壊挙動が複雑となっており、数値解析結果に対する解析パラメータの感度等の解析特性を踏まえ、複雑で多様な現地条件を的確に数値解析モデルに反映する手順を構築する必要がある。

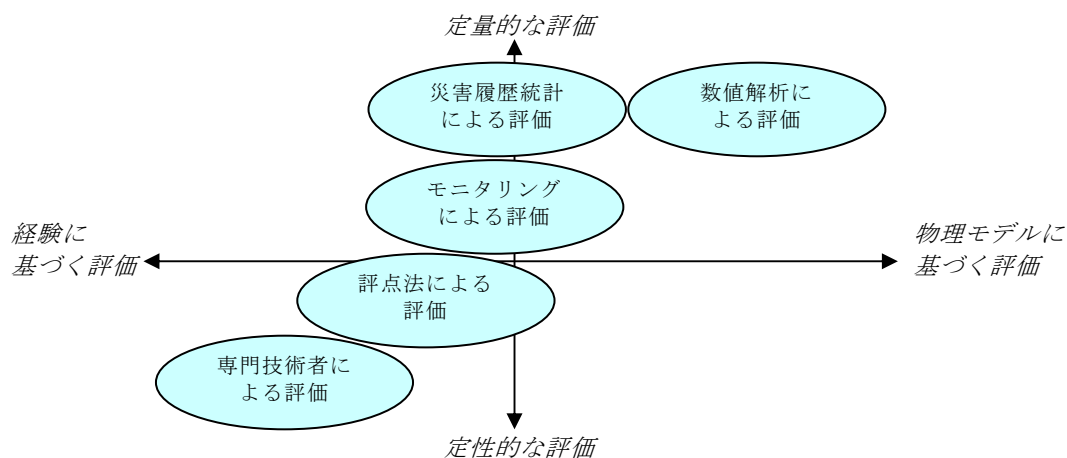


図 1.1.3 岩盤崩壊予測に用いられる主な評価²⁾をもとに作成

1.2 研究目的

本研究では、防災対策の検討において技術的な課題が指摘されている岩盤斜面の崩壊挙動予測について、下記を目的として数値解析手法の高度化を検討した。

- ・斜面崩壊の発生から崩落・停止までの一連の崩壊挙動を解析できるとともに、岩盤性状の複雑性や不確実性を定量的に解析に反映できる数値解析手法の開発

1.3 本研究の構成

本研究は下記から構成される。図 1.3.1 に本研究のフローチャートを示す。

第 1 章 序論

第 2 章 岩盤斜面崩壊の挙動解析・予測の現状

第 3 章 不連続変形法の概要と岩盤斜面崩壊解析における技術課題

第 4 章 落石崩壊に関する不連続変形法の改良と適用

第 5 章 地震時崩壊に関する不連続変形法の改良と適用

第 6 章 研究成果に基づく提案と今後の課題

第 7 章 本研究のまとめ

第 1 章は本研究の序論であり、近年の岩盤斜面崩壊の発生状況・数値解析手法の研究動向の概要等の研究背景を整理し、研究の動機・目的並びに本論文の構成と検討フローを示す。

第 2 章では、岩盤斜面崩壊の形態・原因等の現象上の特性並びに既存の数値解析手法の解析モデル等を整理し、本研究の研究主題を明らかにする。まず岩盤斜面崩壊の現象上の特性と既存数値解析手法の現状を整理し、岩盤斜面の防災対策における要素技術（ハザード予測技術・リスク評価技術・リスクマネジメント技術）のうち、防災対策検討におけるハザード予測技術の位置づけを明らかにする。さらに、本研究で着目した不連続変形法について、ハザード予測に用いられる各種数値解析手法との解析モデル・崩壊挙動解析に対する適用性について比較検討を行って不連続変形法の有効性を明らかにし本研究の研究主題を示す。

第 3 章では、不連続変形法の数学モデル並びに適用事例に関する文献調査結果を示し、崩壊挙動解析の高度化に関する本研究の研究課題を明らかにする。不連続変形法の基本的な解析特性に関しては、単純ブロックに関する既存解析事例を整理して不連続変形法がブロックの飛翔・すべり・回転・衝突といった大変形課程の解析に有効であることを示し、実現象に関する既存の検討事例をもとに本研究で取り組んだ下記の研究課題について示す。

- ・落石崩壊の挙動解析の高度化
- ・地震時崩壊の挙動解析の高度化

第 4 章では、落石崩壊の挙動解析における不連続変形法の高度化についての研究成果を示す。まず、落石実験等における崩落時のエネルギー減衰機構を分析し、崩落時の接触に伴う減衰、植生抵抗等に起因する減衰及び形状特性に起因する減衰が崩落時の主要なエネルギー減衰機構となっていることを示し、不連続変形法における各要因の組み込み方法を示す。つづいて落石の形状特性について定量的な指標を導入して解析パラメータを設定する手順を提案し感度解析・事例解析を行って形状指標の有効性を確認し、さらに実際の落石

崩壊事例を対象とした解析を行って、形状指標の有効性を検証した結果を示す。

第5章では地震時崩壊の挙動解析における不連続変形法の高度化についての研究成果を示す。まず微小変形過程におけるエネルギー減衰に着目し、voigt型の粘性ダンパーをブロック接触モデルに導入し、単純モデルを用いた解析を通して理論解や既存解析手法（有限要素法）との比較を行って改良した接触モデルの適用性を確認した結果を示す。つづいて、不連続変形法の解析特性を踏まえて、解析を行う際の振動条件の設定方法として基盤ブロックの共振特性を利用した原点復帰型基盤ブロックを導入し、振動台実験に関する事例解析を通して同手順の適用性を確認した結果を示す。さらに、実際の地震において発生した斜面崩壊を対象とした事例解析を実施し、地震動条件下での崩壊の発生から岩塊の崩落・停止までの一連の崩壊挙動に対する適用性を明らかにする。

第6章では本研究の成果をもとに、不連続変形法を実際の岩盤斜面ハザード予測に適用する際の手順について提案するとともに、今後の技術課題並びに展望を示す。

第7章は本研究の全体的な内容を整理してとりまとめる。

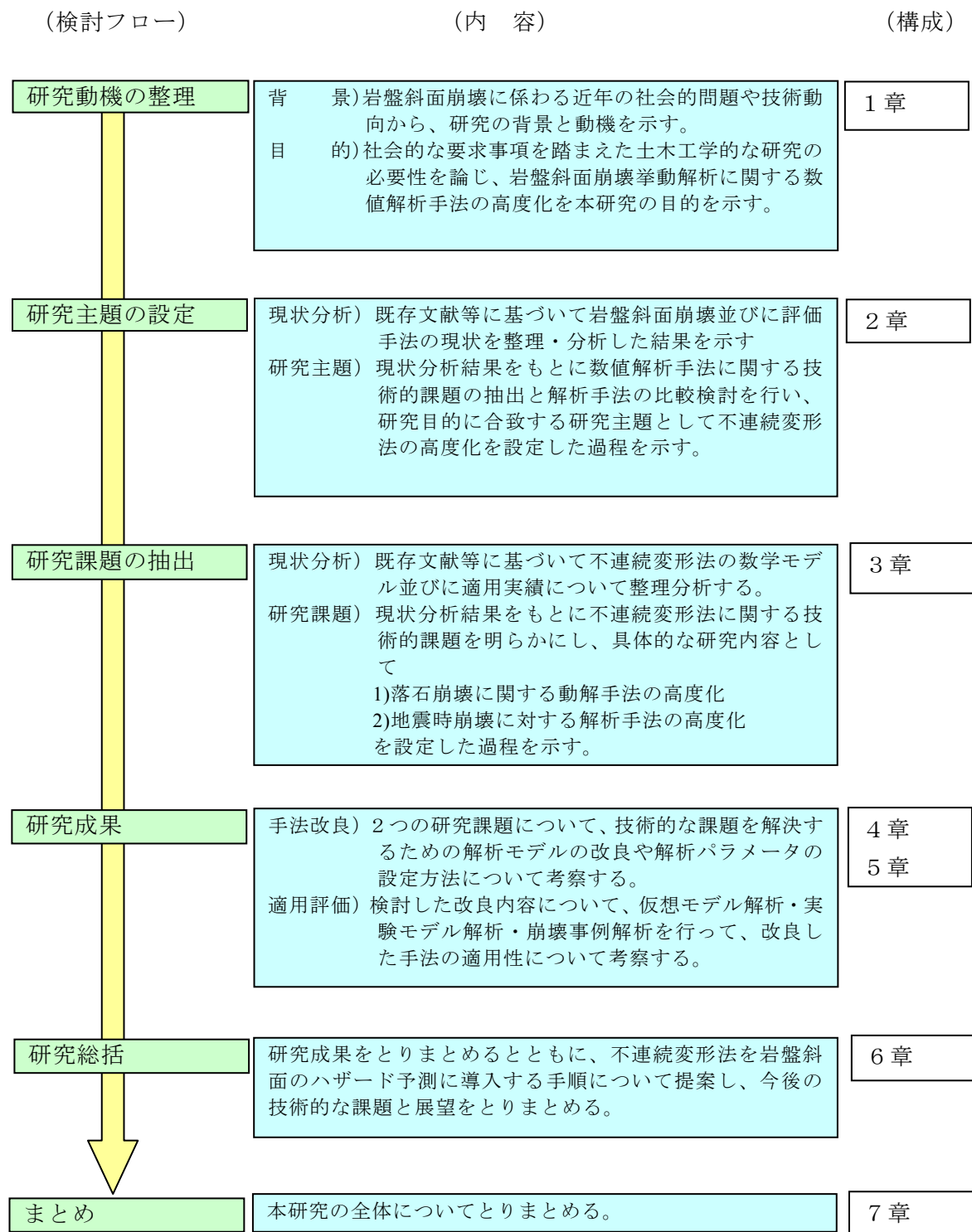


図 1.3.1 研究フロー及び本研究の構成

(第1章参考文献)

- 1)国土交通省国土技術政策総合研究所：都市地域の社会基盤・施設の防災性能評価・災害軽減技術の開発，国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告，No.14，pp.139，2007
- 2)独立行政法人土木研究所ほか：GIS を活用した道路斜面のリスク評価に関する共同報告書・道路斜面ハザードマップ作成要領（案），pp.145，2004
- 3)日本道路協会：落石対策便覧に関する参考資料，丸善，pp.422，2004

第2章 岩盤斜面崩壊の挙動解析・予測の現状

1960年代のFEM解析の導入以降、不連続性岩盤を対象とした数値解析手法には様々な手法が提案されている。第2章では、既存文献等に基づいて岩盤斜面崩壊並びに評価手法の現状を整理し、各数値解析手法の比較検討等を行って本研究の研究主題を明らかにする。

2.1 岩盤斜面の崩壊形態と原因

岩盤斜面の崩壊形態は、崩落現象・すべり崩壊・トップリング崩壊・バックリング崩壊に大別することが可能だが（図2.1.1）、実際の崩壊では単一の崩壊形態の場合は少なく、いくつかの崩壊形態が複合的に生じる場合が多い。これらの崩壊を生ずる素因は、岩盤の固結度・強度・風化程度などの地山物性、層理・節理・断層（破碎帯）などの地質構造、透水性や地下水流動層分布などの地下水特性、さらに斜面の傾斜角度や自由面方向などの地形特性に大別される。一方、崩壊を直接的に発生させる誘因としては、豪雨（地下水変化）、地震動、並びに発破振動や地形改変（切土）等の人為的行為が揚げられる。岩盤崩壊に係わるこれらの要因は、岩盤斜面及びその周辺を構成する地質並びに地形の形成過程によって様々な組み合わせが考えられ、多様性に富む現象として崩壊現象を捉えることが必要である。また、強風化岩盤における緩慢な地すべり崩壊などの現象を除き、落石崩壊やすべり崩壊等は豪雨や地震動に伴って突発的に発生する場合が多く、前兆現象を捉え難い点が特徴となっている。

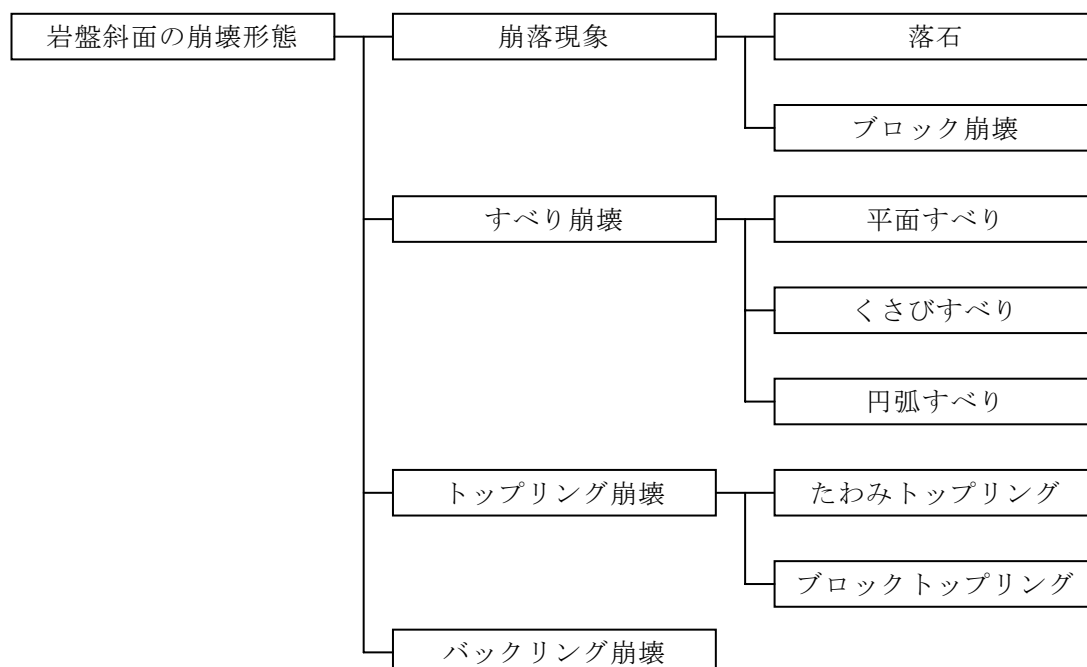
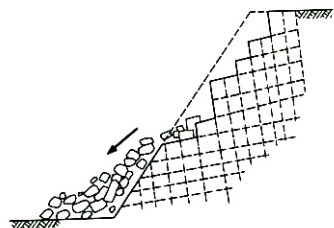
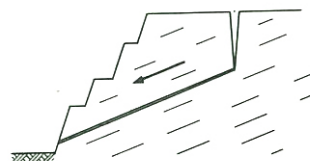


図 2.1.1 岩盤斜面の崩壊形態区分 ¹⁾をもとに作成

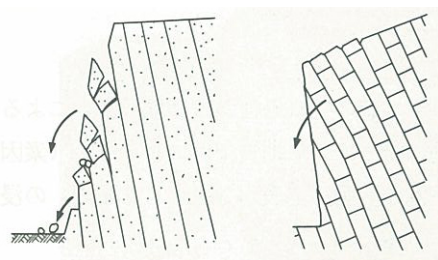
(崩落現象)



(すべり崩壊)



(トップリング崩壊)



(バックリング崩壊)

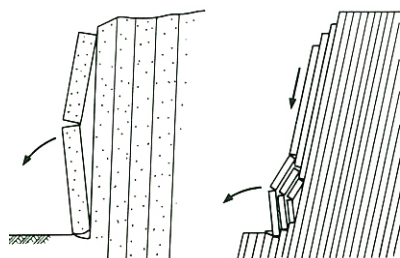


図 2.1.2 岩盤斜面の崩壊形態概念図¹⁾

2.2 岩盤斜面崩壊と数値解析手法

図 2.2.1 に岩盤斜面の崩壊挙動評価の一般的な検討フローを示す。岩盤斜面挙動解析の目的は、人的・物的損害を与える可能性を評価するものであり、斜面崩壊の範囲と崩壊の発生から停止まで挙動を予測することと定義できる。ただし、2.1 節で示したように岩盤斜面の崩壊様式は多岐に及ぶことから、現時点では画一的な解析手法によって挙動解析を行うことは困難となっており、斜面崩壊の規模・形態を想定し、それに適合する解析手法を選定し安定性評価や挙動解析が行われている。

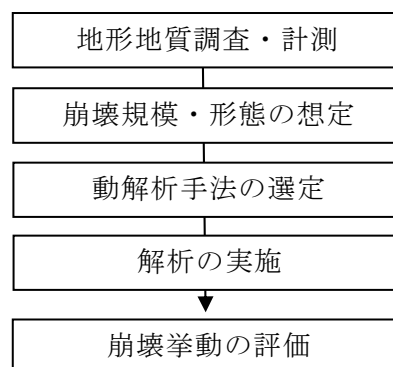


図 2.2.1 岩盤斜面挙動評価フロー¹⁾

表 2.2.1 に岩盤斜面の崩壊挙動評価に用いられる一般的な数値解析手法を一覧表で示し、次項以降にそれぞれの数値解析手法の概要を整理する。

表 2.2.1 岩盤斜面の崩壊挙動評価に用いられる数値解析手法^{2),3)}をもとに作成

解析手法	概要	解析対象
不連続面解析	岩盤斜面に分布する不連続面分布をもとに、岩盤ブロックの規模・形状特性等を把握して安定性を評価する	崩落現象 すべり崩壊 転倒現象
極限平衡法解析	すべり面に作用する剪断応力とせん断強度の比（安全率）をもとに、すべり崩壊の安定性を評価する	すべり崩壊 転倒現象
質点法落石解析	落石を質点や円などの単純な形状の剛体、斜面を線状の剛壁として表し、運動方程式を基礎方程式として落石運動を解析する	崩落現象（落石）
連続体モデルによる変形解析	複合材料の等価弾性理論等に基づいて、岩盤中の不連続面の分布特性をもとに岩体の総体的な変形過程を解析する	崩壊形態全般 （微小変形過程）
不連続体モデルによる変形解析	不連続面を直接モデル化し、ブロックの剛体運動的挙動を含めて変形過程を解析する。	崩壊形態全般 （大変形過程）

(1) 不連続面解析

岩盤斜面の崩壊解析では、岩盤内の節理や断層等の不連続面によって形成されるブロックの挙動が重要となる。岩盤斜面に分布する不連続面分布をもとに、岩盤ブロックの規模・形状特性等を把握して安定性をするを目的とした不連続面解析が実施されている。

不連続面解析手法としては、地質図学におけるステレオネット投影法が一般的に利用されている。ステレオ投影法は、基準球体と面構造の接点や交線を基準球体の赤道平面上に投影して図化する手法であり、面構造の位置関係を視覚的に把握することが可能となる。岩盤斜面における典型的な不安定ブロックのステレオ投影法解析例を図 2.2.2 に示す。

Goodman and Shi(1987)は岩盤中に形成される不安定なブロックをキープロックと呼び、ステレオ投影法を利用したキープロックの抽出方法を体系化したブロック理論を提案している。ブロック理論では、岩盤内に形成される岩盤ブロックを自由面との位置関係をもとにⅠ～Ⅵのタイプに分類し、移動可能なⅠ～Ⅳタイプのブロックの判別方法を数学的に定義した。

不連続面解析は、斜面のハザード評価の観点からは、崩壊の形態・規模・範囲等を想定する際の基本的な解析手法と位置付けることができる。

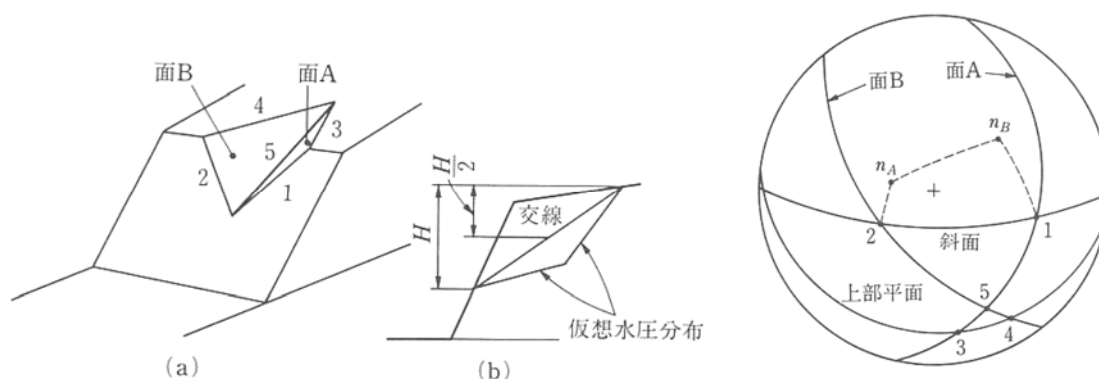


図 2.2.2 不安定岩塊と不連続面のステレオ投影¹⁾

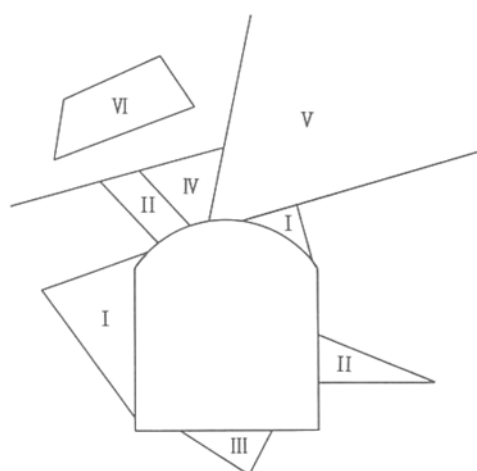


図 2.2.3 ブロック理論によるブロックタイプ⁴⁾

(2) 極限平衡法解析

滑落現象を主とする崩壊では、滑落力と滑動に関する抗力の大小関係から安定性評価する極限平衡法解析が一般に適用されている。Fellenius (1936) は円弧すべりに対する極限平衡法解析手法を提案し、すべり土塊を鉛直に切ったスライス土塊に分割して次式によって安全率を定義した。

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (2.1)$$

$$\tau_f = \sum \{c \cdot l + (W \cos \alpha - u \cdot l) \tan \phi\} \quad (2.2)$$

$$\tau = \sum (W \sin \alpha) \quad (2.3)$$

ここに、 F_s ：安全率、 τ_f ：せん断強度、 τ ：せん断応力、 c ：すべり面の粘着力、 l ：スライスのすべり面長さ、 W ：スライスの重量、 α ：すべり面角度、 u ：間隙水圧、 ϕ ：すべり面の内部摩擦角である（図 2.2.4 参照）。

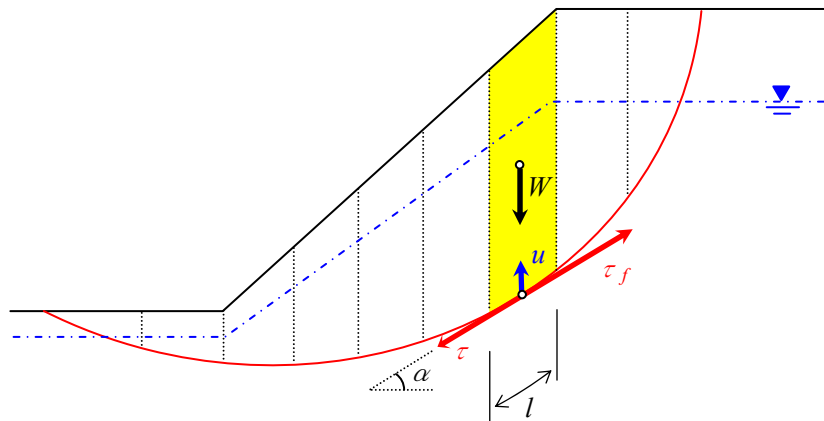


図 2.2.4 極限平衡法（Fellenius : 1936）概念図

Fellenius (1936) では、スライス間に作用する応力を考慮せずに極限状態を単純化したものであるが、スライス間に作用する応力をモデル化した解析手法が Bishop (1955)、Janbu (1954, 1973)、Morgenstern & Spice (1965) 等によって提案されている。さらに、これらの 2 次元の解析手法を基礎としてし、地すべり土塊を角柱の集合体としてモデル化した 3 次元極限平衡解析手法が、Hovland (1977)、鵜飼・細堀 (1988)、Esaki *et al.* (2003) によって提案されている（図 2.3.2）。また、Lambe & Whitman (1969) は複数の 2 次元解析結果を断面間隔で重み付けして集計して簡易的に三次元解析を行う手法を提案している。2 次元解析手法は、すべり崩壊を 1 つの解析断面で評価するものであり、地すべりブロックの側部のすべり抵抗力が評価できないことや、地すべりの平面的な形状の差を反映できないといった点が指摘されているが、過去の適用実績や解析結果が安全側にあること等から、実際の地すべり対策事業で多用されている（土木研究所, 2007）。3 次元平衡解析手法

ではより厳密にすべり崩壊の安定性を評価することが可能であるが、地すべり形状やすべり面の物性に関する地質調査を密に行う必要があり適用事例が限られる。

また、岩盤ブロックの平面すべり・くさびすべり崩壊等に関しても、地すべり崩壊と同様にすべり面におけるせん断抵抗とせん断強度から安定性を評価する解析手法が提案されている（図 2.2.6）。岩盤ブロックのすべり崩壊では、すべり現象の他に転倒等の運動が加わる場合が考えられ、両者を考慮した解析手法が提案されている（図 2.2.7）。

ハザード評価の観点からは、これらの極限平衡解析は崩壊現象の初期過程を対象とした評価手法と位置付けられる。極限平衡法解析では、種々の条件下における崩壊の発生の有無を評価することができるが、崩壊土砂の到達距離等の影響度の評価は別途検討することが必要となる。

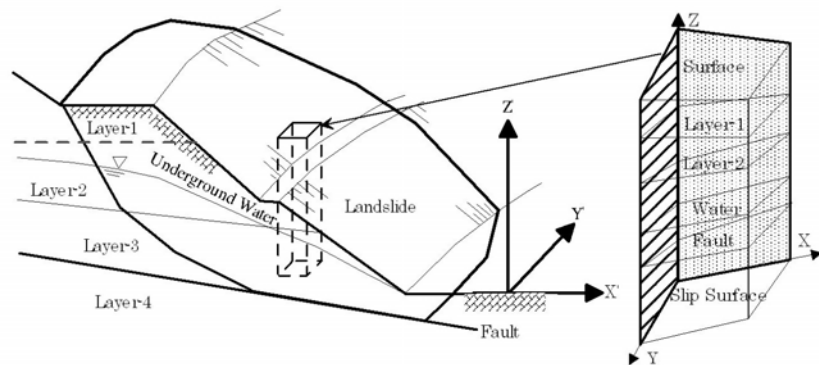


図 2.2.5 極限平衡法解析の三次元モデル概念図 ¹¹⁾

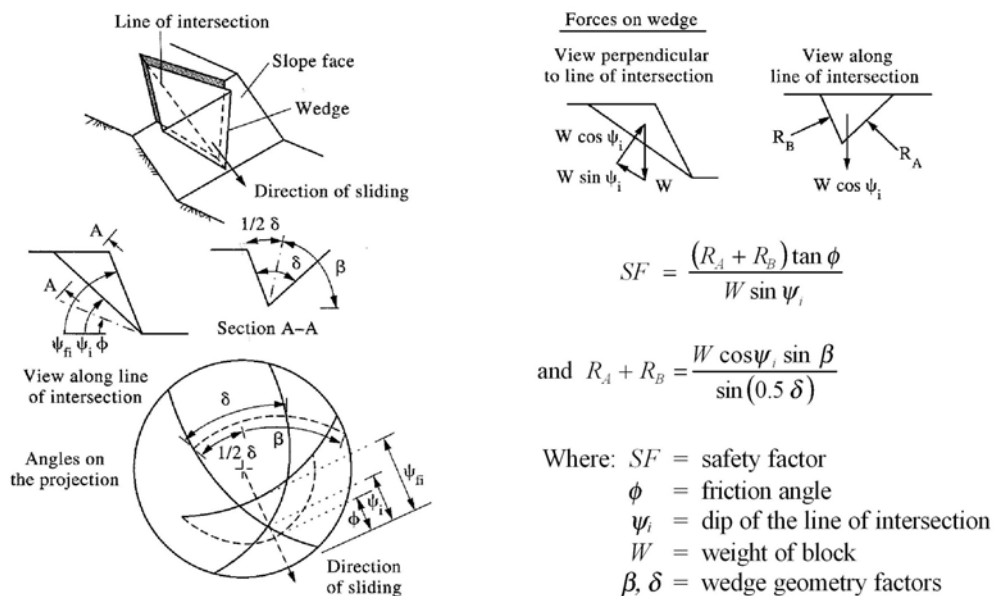


図 2.2.6 くさびすべりに関する極限平衡法解析概念図 ¹⁵⁾

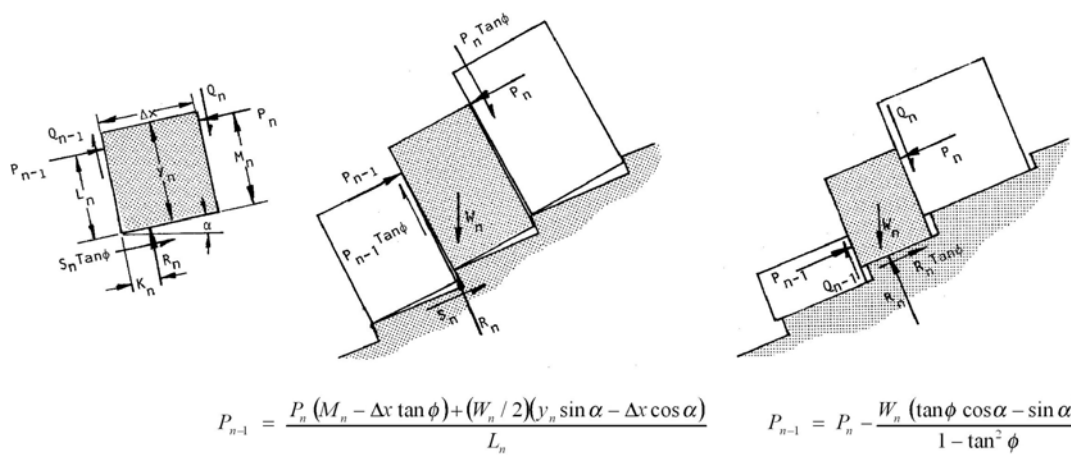


図 2.2.7 すべり崩壊・トップリング崩壊に関する極限平衡法解析概念図 ¹⁶⁾

(3) 質点法落石解析

質点法落石解析は、落石を質点や円などの単純な形状の剛体、斜面を線状の剛壁として表し、運動方程式を基礎方程式として落石運動を解析する手法である。質点法落石解析手法は、1970年代以降の Ritchie(1963)、福岡(1973)による落石運動機構の研究や落石実験の成果を踏まえ様々な手法が提案されており、主な手法として、吉田らの方法、古賀らの方法、榎谷らの方法、右城らの方法、コロラド州の方法、トロント大学の方法があげられる(表 2.2.2)。落石の運動機構は、滑落運動・衝突運動・転がり運動に大きく区分され、これらの解析手法は主として衝突運動をモデル化する点が共通するが、滑落運動や転がり運動(衝突時の回転)について取り扱いに差違がある(図 2.2.8)。また、これらの質点法落石解析では、落石運動の不規則性を考慮するために、乱数や確率変数を利用して解析パラメータを変動させたモンテカルロ法シミュレーションを組み込んで数値解析する解法が採用されているが、変動パラメータの設定方法は解析手法によって様々である。変動させるパラメータの設定内容は、落石事例や落石実験のデータをもとに通常は設定されており、これらの落石解析手法は“経験的”な解析手法として位置付けられる。

質点法落石解析は、落石の落下エネルギーや跳躍高さの予測等の評価で有効な解析手法となっているが、崩壊現象が落石に限定された手法であり、他の崩壊形態の解析には適用が難しい。またハザード評価の観点からは、質点法落石解析は実験データの蓄積がある現象に適用が限られ、大規模な岩塊の崩落過程や複雑な斜面性状を有する箇所解析等に適用するには限界がある。

表 2.2.2 主な質点法落石解析手法と解析モデル¹⁹⁾をもとに作成

		吉田らの方法	古賀らの方法	榎谷らの方法	右城らの方法	コロラド州の方法	トロント大学の方法
滑落運動		○	—	—	—	—	○
衝突運動	反発	○	○	○	○	○	○
	回転	—	○	○	○	○	○
転がり運動		○	○	○	○	—	—
変動パラメータ		反発係数 飛出係数	反発係数 摩擦係数 斜面傾斜角	反発係数 摩擦係数 斜面傾斜各 限界速度	抗力傾斜角 斜面勾配 斜面凹凸高	反射角	反発係数

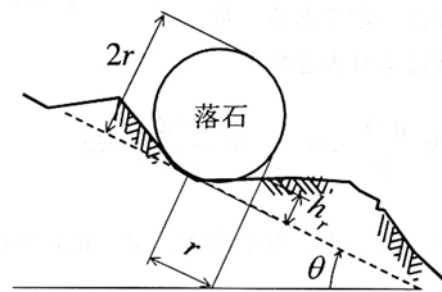
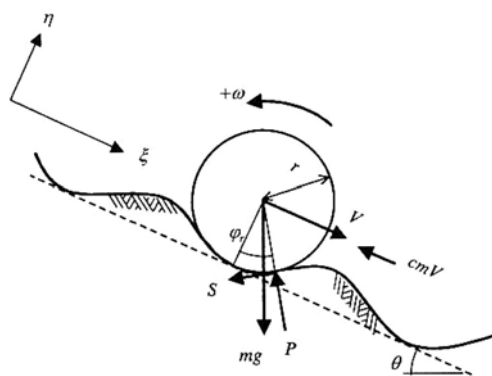
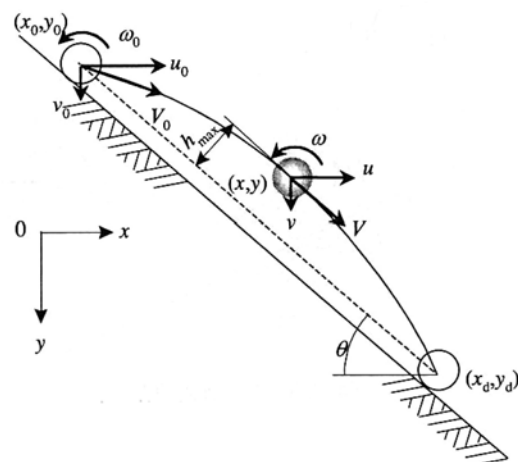
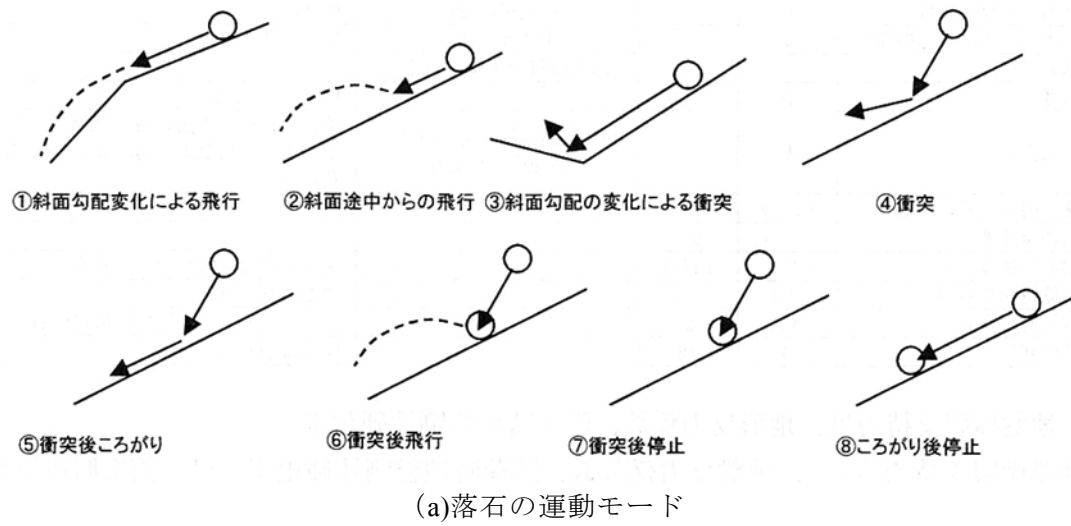


図 2.2.8 落石シミュレーションのモデル例 (右城らの方法)¹⁹⁾

(4) 等価連続体モデルによる変形解析

代表的な等価連続体モデルによる解析手法の分類を図 2.2.9 に示す。等価連続体モデルの解析手法としては様々な方法が提案されているが、これらの手法は数値モデルの定式化の差違によって、FEM 解析、FDM 解析、BEM 解析に大別することができる。

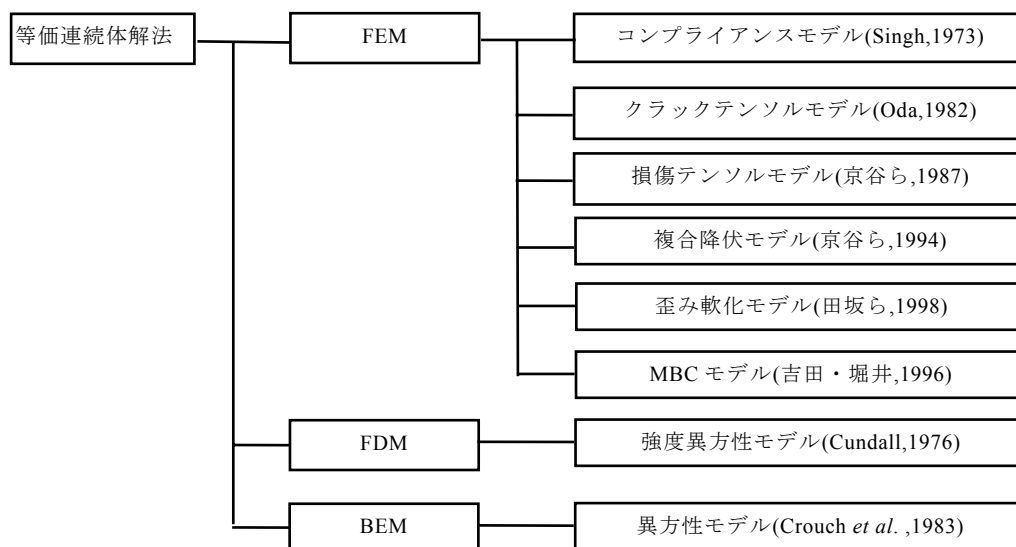


図 2.2.9 等価連続体モデルによる代表的な解析手法²⁾

1960 年代以降、FEM 系の岩盤の解析手法には様々な手法が提案されており、複合材料の等価弾性理論に基づいて岩盤中の不連続面の分布特性をもとに岩体の総体的な変形過程をモデル化する手法として Singh(1973)のコンプライアンスモデル、Oda(1982)のクラックテンソルモデル、京谷ら(1987)の損傷テンソルモデル等が提案されている。また、1990 年代以降、岩盤の緩み域形成等の研究が進むとともに不連続面沿いの破壊現象をモデルに組み込む解析手法として、佐々木ら(1994)の複合降伏モデルや田坂ら(1998)の歪み軟化モデルが提案され、さらに、吉田・堀井(1996)によって不連続面沿いの破壊メカニズムをモデル化した MBC モデルが提案されている。一方 Cundall(1971)は、岩盤変形挙動を運動方程式を基礎方程式とすることで岩盤の大変形や破壊を解析する有限差分法（陽解法）を提案し、Crouch *et al.*(1983)は、岩盤の変形特性を基質部の弾性係数や不連続面間隔等の関数としてモデル化し、これを境界型の要素で離散化して解析する手法を提案している。さらに、計算機器の発展に伴って、1990 年代以降上記の解析手法の 3 次元化が進められている。

等価連続体モデルによる解析手法は、掘削等の応力状態の変化等に伴った微小変形等の評価で有効な解析手法となっているが、岩盤中の不連続面を何らかの方法で集約・代表させてモデル化を行うため、特定の不連続面沿いの破壊や変形を直接的に取り扱うことが難しい。またハザード評価の観点からは、これらの解析手法は崩壊現象の初期過程を対象とした評価手法と位置付けられ、崩壊土砂の到達距離等の影響度の評価は別途検討することが必要となる。

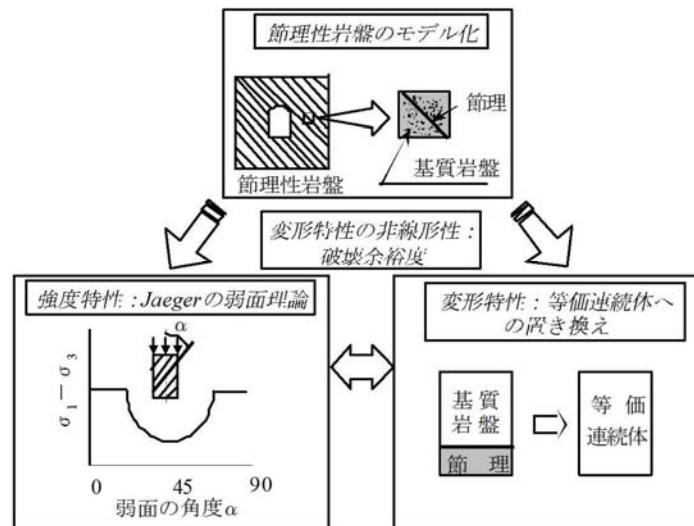


図 2.2.10 不連続性岩盤に関する等価連続体モデル概念 ²⁴⁾

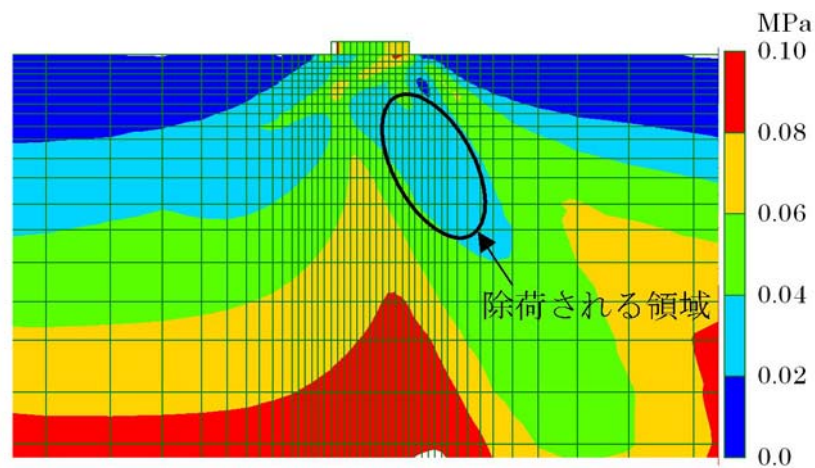


図 2.2.11 等価連続体モデルの解析例 ²³⁾

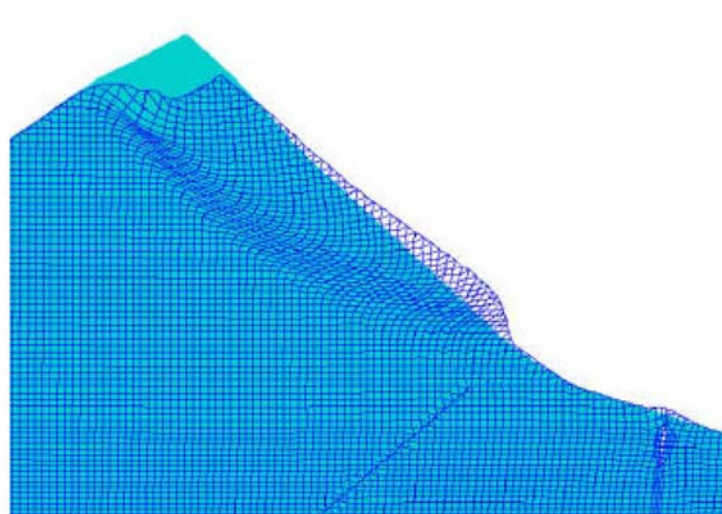


図 2.2.12 有限差分法による解析事例 ²⁸⁾

(5) 不連続体モデルによる変形解析

代表的な不連続体モデルによる解析手法の分類を図 2.2.14 に示す。これらの手法は、不連続体ブロックの取り扱い方法の差違によって微小変形過程、大変形過程の手法にそれぞれ大別される。

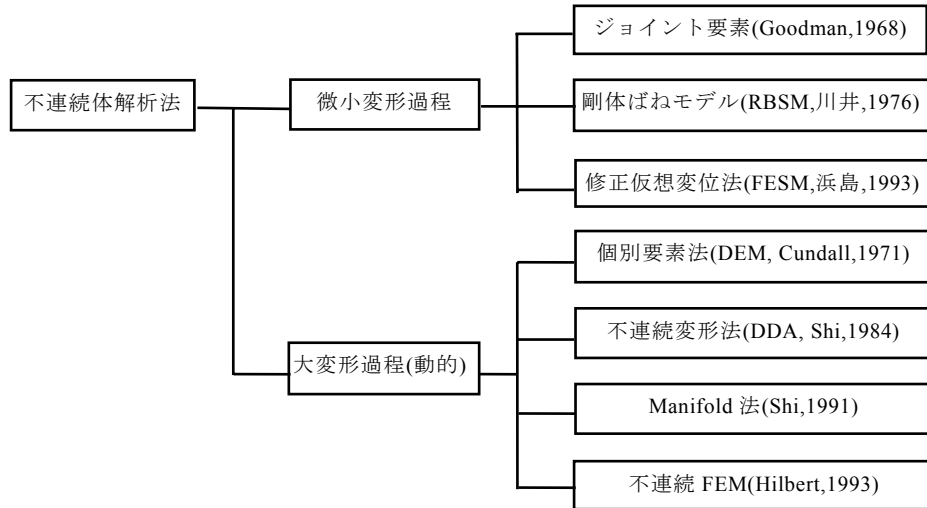


図 2.2.14 不連続体モデルによる解析手法 ²⁹⁾

微小変形過程では Goodman(1968)がジョイント要素を開発している。これは、ソリッド部分の母岩を有限要素、不連続面をジョイント要素として組み合わせてモデル化する。これら薄層要素と総称しているが、その後、種々のタイプ薄層要素が提案されている。川井(1976)はコンクリートや岩盤、地盤のような脆性材料の破壊パターンの解析を目的として、剛体ばねモデル(RBSM)を提案し、これらを弾性体とした EBSM も提案され、その後浜島(1993)が修正仮想変位法として実用化している。一方、大変形過程を対象とした解析手法は、大きく 4 つの解析手法に区分され、これらの特徴を以下に示す。

Halliquist(1985)：ブロックを有限要素法でモデル化し、接触機構に節点拘束法と呼ばれる手法を導入した。接触面は主面(master line)と従面(slave line)に分けられ、接触時に従面が主面に拘束される条件と、接触前後の運動量保存則を付加条件として挙動が解析される。

Cundall(1971)：剛体ブロック同士の衝突をバネとダッシュポットでモデル化した個別要素法(DEM)を発表した。これはニュートンの運動の第二法則を利用しており、アルゴリズムが簡単で計算時間も少ないため、種々の分野で利用されている。

Hilbelt(1993)：ブロックを有限要素法でモデル化し、接触力を含めたマトリックスに小さな誤差を加えて解法する perturbed Lagrangian 解析を提案している。

Shi(1984)：ブロックを弾性体とし、ブロック間の接触にペナルティ関数を導入した不連続変形法(DDA)を提案した。DDA では、解析対象内のエネルギー保存則が成り立ち、解の唯一性、収束性も保障される。

これらの不連続体モデルの解析手法では、特定の不連続面をモデル化することができ、より実際に近い条件で岩盤を解析することが可能となっている。また、ハザード評価の観

点からは、これらの解析手法は崩壊現象の発生から停止までの過程を評価できる解析手法と位置付けることができる。

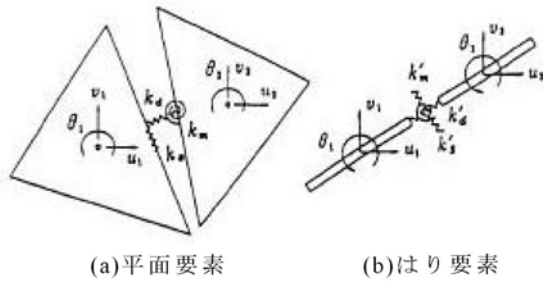


図 2.2.15 RBSM モデル³⁶⁾

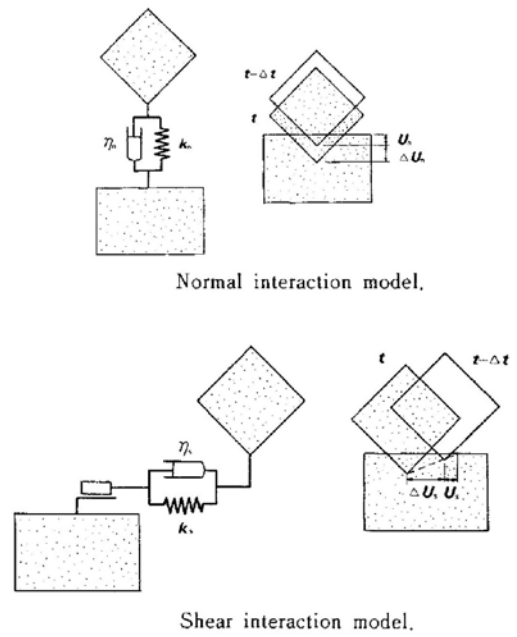
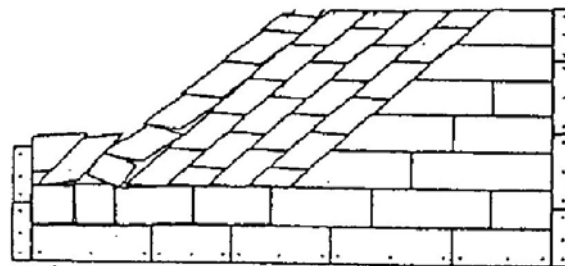
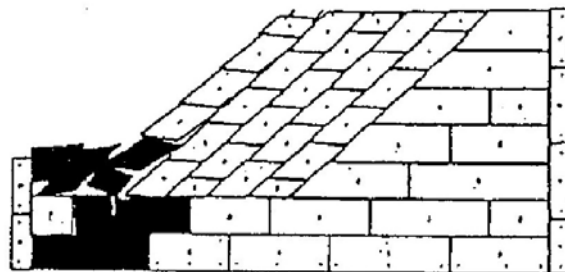


図 2.2.16 DEM モデル³⁷⁾



(a) 変形図



(b) 主応力および塑性領域

図 2.2.17 DDA 解析例³⁸⁾

2.3 岩盤斜面ハザード予測と数値解析手法

岩盤斜面の防災対策検討においては、1990年代以降の土木分野における性能設計やリスクマネジメント等の概念の導入に伴い、確率論的な取り扱いを取り入れた防災性能設計の概念の導入が進められている。岩盤斜面崩壊に関する防災性能設計は、設計手法を規定するのではなく安全確保に係わる防災性能を規定し、これを満足させるための対策を検討することと位置付けられる。岩盤斜面崩壊の形態や原因は複雑で多様性に富むために一般的な土木構造物設計のように設計方法を規定することが困難であり、防災性能を主眼とした防災対策の設計概念は、岩盤斜面崩壊現象の特性に合致する概念と捉えられる。このような防災性能評価を岩盤斜面崩壊を対象として行う場合の要素技術としては下記が挙げられる。

- 1) 斜面崩壊の規模や崩壊挙動を予測し、人的・物的被害をもたらす可能性のある現象を定量的に把握する技術（ハザード予測技術）。
- 2) 降雨や地震等の誘因と関連する斜面崩壊の発生確率を算定する技術（ハザード発生確率の算定）。
- 3) ハザード予測結果をもとに対策の効果並びに人的・物的な被害を定量的に算定し、発生確率を加味して危険度を総合的に評価する技術（リスク評価技術）。

これらの要素技術のうち、1)のハザード評価技術は後続のリスクに関連した評価に大きく影響するものであり、もっとも基礎的で重要な要素技術として位置付けられる。特に岩盤斜面崩壊の形態と原因の多様性・複雑性を考慮すれば、的確にハザード予測を行う上では現地調査や各種解析に伴った不確実性を定量的に把握する評価技術を確立することが重要と考えられる。

前節で示した岩盤斜面のハザード予測に係わる数値解析手法について、崩壊形態並びに崩壊過程の観点から整理した適用範囲を図 2.3.1 に示す。これらのうち不連続面解析、極限平衡法解析並びに等価連続体解析は、主として崩壊の発生過程を対象として発展してきたものであり、崩壊土砂の移動・停止過程の予測には限界がある。等価連続体モデル解析手法である有限差分法解析では、大変形の解析が可能となっているが、ブロックの分離・衝突といったモデル化には至っていない。また、質点法落石解析は、落石の移動・停止過程の解析が可能となっているが、実験データが限られる崩壊（大規模崩壊等）の崩壊過程の解析や、各種崩壊の発生過程の解析に限界がある。一方、不連続体解析ではブロックの内部変形や、分離・衝突・滑落といった剛体的運動の双方を解析することが可能で、岩盤斜面崩壊の一連の現象としてハザードを予測する上で有効な解析手法と考えられる。

不連続体モデルによる解析手法は、解析モデルの観点から微小変形と大変形を扱う2つのタイプに区分されるが、岩塊の崩落等を考慮すれば岩盤斜面のハザード評価に対しては後者の解析モデルの適用性が高いと考えられる。表 2.3.1 に大変形過程を対象とした不連続体解析手法の比較表を示す。これらの不連続体解析手法のうち、Halliquist(1985)およびHilbelt(1993)による方法は、剛性マトリックスの解法上の特性から数値解析の収束性に課題があり実用上の課題が残されている。DEM 及び DDA は、両者とも岩盤ブロックを多角形等によって表し、モデルの構築と解析が比較的容易となっているが、DEM では運動方程式を差分方程式で離散化して解法するため、解の唯一性の保障が無い。

以上の点から、岩盤斜面のハザード予測に係わる数値解析手法としては現状において DDA が最も適用性の高い手法と捉えられる。ただし、DDA の適用事例は落石崩落などの一部の現象に限られるとともに、解析パラメータの設定方法に関する技術的な課題が示されており、解析手法の高度化が必要な段階にあると捉えられ、同手法の高度化を本研究の主題とした。

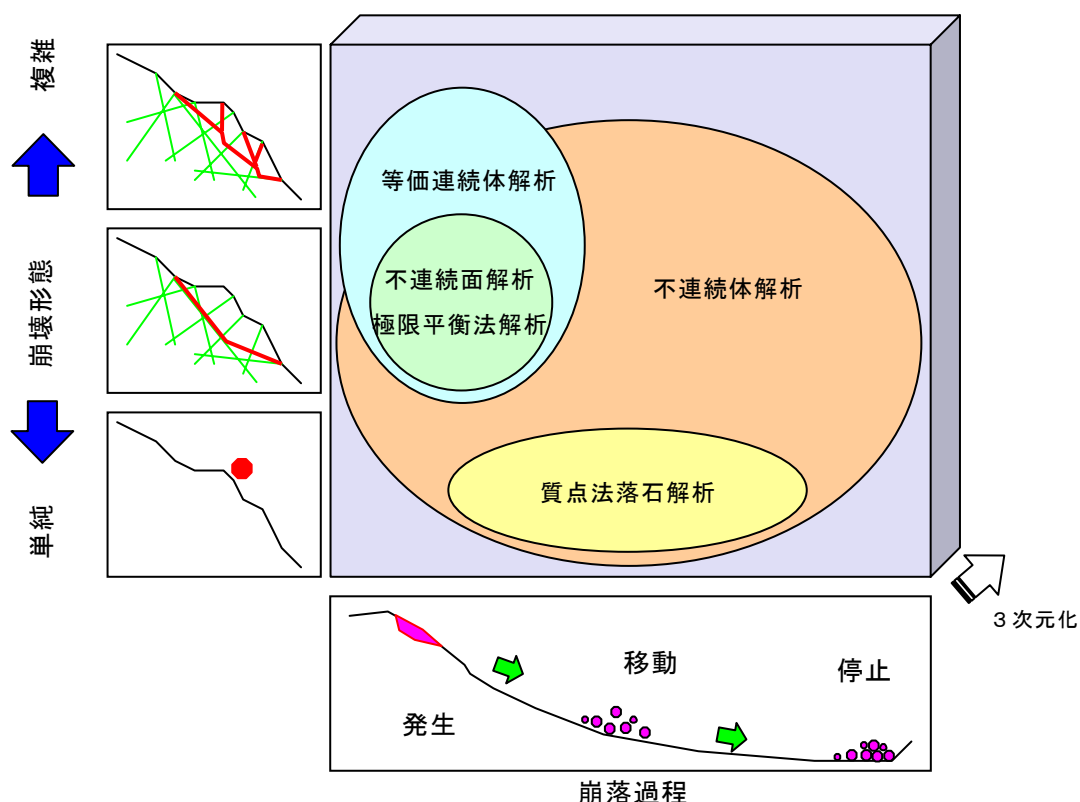


図 2.3.1 岩盤斜面のハザード予測に係わる数値解析手法の適用範囲

表 2.3.1 大変形を対象とした不連続体解析手法の特徴²⁹⁾をもとに作成

分類	方法	特徴	代表的ツール
1	全体剛性マトリックスの変形により直接接条件を導入、運動量保存などの付加条件が必要	弾性体 全体剛性の大幅な変更が必要 収束の保障はない	節点拘束法 DYNA3D (Hallquist) (1985)
2	接触する 2 物体間にバネ、ダッシュポットを挿入	剛体 アルゴリズムが簡単 時間刻みに解が依存 解の唯一性が保障されない	バネ、ダッシュポットモデル DEM (Cundall,1971)
3	接触力も未知数(Lagrangeの未定係数)とし、本来の未知数に付帯条件式として導入	弾性体、直接接触力が得られる 自由度が多く、数値解法上の悪条件となる(エネルギー停留条件)	Lagrange 乗数法 Hilbelt (1993)
4	ペナルティ関数を併用し接条件式を 2 次形式で直接評価し、かつ、接触力も接条件とペナルティ関数から求める	弾性体、自由度が変化しない 接条件式から接触力が積の形で求まる エネルギー保存則が成立 解の収束を保障	ペナルティ法 DDA(Shi) (1984) Manifold 法 (Shi,1991)

2.4 第2章のまとめ

第2章では岩盤斜面崩壊の形態と原因並びに崩壊挙動予測に用いられる既存の解析手法の概要を総括し、岩盤斜面崩壊の防災対策検討における防災性能評価の概念の今後の進展を考慮して、岩盤斜面崩壊のハザード評価を対象とした不連続変形法の適用と高度化を本研究の主題とした。

(2 章参考文献)

- 1)土木学会：岩盤斜面の安定解析と計測，丸善，1994
- 2)宇野晴彦・石田毅・水田義明：岩盤モデル及び解析手法の歴史的変遷と特徴，資源と素材，Vol.118，p.150-156，2002
- 3)D. Stead, E. Ebarherdt & J. S. Coggan : Development in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques, Engineering Geology, Vol.83, p.217-235, 2006
- 4) Goodman R. E. and Shi, G.H. : The Application of Block Theory to the Design of Rock Bolt. Support for Tunnels, Felsbau 5 (吉中，大西訳)，1987.
- 5)W. Fellenius : Calculation of the Stability of Earth Dams, Proceedings of the Second Congress of Large Dams, Vol.4, p.445-463, 1993
- 6)A. W. Bishop : The use of slip circles in stability analysis of slope, Geotechnique, Vol.5, No.1, p.7-17, 1955
- 7)N. Janbu : Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis, European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm, 1954
- 8)N. Janbu : Slope Stability Computation, Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume, p.47-86, 1973
- 9)N.R.Morgenstern and V. E. Price : The analysis of the stability of General Slip Surfaces, Geotechnique, Vol.15, No.1, p.77-93, 1965
- 10)H. J. Hovland : Three-dimensional slope stability analysis. method. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.103, No.9, p.971-986, 1977
- 11)鵜飼恵三・細堀健治：簡易 Bishop 法，簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張，土木学会論文集，Vol.394,III-9, p.21-26, 1988
- 12)T.W. Lambe and R.V. Whitman. Soil Mechanics. J. Wiley & Sons, 1969
- 13)T. ESAKI, M. XIE, G. ZHOU, Y. MITANI : Slope Unit Based 3D Landslide Hazard Mapping System, Proceedings of 10th International Congress on Rock Mechanics, ISRM, p.305-308, 2003
- 14)土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説（案），土木研究所資料第 4077 号 2007
- 15)Hudson, J.A. and Harrison, J.P. : Engineering Rock Mechanics, an Introduction to Principles, Elsevier Science, Oxford, p.444, 1997
- 16)Hoek, E. and Bray, J.W. : Rock Slope Engineering, Elsevire Science, p.358, 1991
- 17)Ritchie, A.M.: Evaluation of rockfall and its control, Highway Research Record, No.1343, p.6-13, 1963
- 18)福岡正己：落石の運動機構について，第 11 回日本道路会議論文集，第 2 部会，p.96-98, 1963
- 19)日本道路協会：落石対策便覧に関する参考資料，丸善，p.448，2002
- 20)Singh, B. : Continuum characterization of jointed rock mass, part I - the constitutive equations, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomeck. Abst., Vol.10, p.311-335, 1973
- 21)Oda, M. : Fabric tensor for discontinuous geological materials, Soil & Found., Vol.22, No.4,

p.96-108, 1982

- 22)京谷孝史, 市川康明, 川本眺万: 岩盤の力学特性評価における損傷力学的アプローチ, 土質工学会, 土と基礎, Vol.35-3, p.23-28, 1987
- 23)佐々木猛, 吉中龍之進, 永井文夫: 有限要素法による節理性岩盤の複合降伏モデルに関する研究, 土木学会論文集, No.505/III-29, p/59-68, 1994
- 24)田坂嘉章, 宇野晴彦, 大森剛志, 工藤奎吾: 節理の破壊を考慮したひずみ軟化解析手法による地下発電所空洞掘削の解析, 第 10 回岩の力学シンポジウム論文集, p.575-580, 1998
- 25)吉田秀典, 堀井秀之: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模地下空洞掘削の解析, 土木学会論文集, No.535/III-34, p.23-41, 1996
- 26)Cundall,P.A. : A computer model for simulating progressive large scale blocky rock system, TSRM Symposium Nancy France, p.11-19, 1971
- 27)Crouch, S.L. and Starfield, A.M. : Boundary Element Methods in Solid Mechanics, George Allen & Unwin, 1983
- 28)Stead, D., Benko, B., Eberhardt, E., and Coggan, J. : Failure mechanics of complex landslides, Proceedings of the 8th International Symposium on Landslides, Cardiff, Thomas Telford, 1401-1406, 2000
- 29)大西有三ほか: 不連続変形法(DDA), 丸善, 2005
- 30) Goodman, R. E., Tylor, R. and Brekke, T. L. : A model for the mechanics of jointed rock, J. Soil Mechs. and Found. Eng. Div., ASCE, SM3, 94, pp.637~659, 1968.
- 31) 川井忠彦: 離散化極限解析法に関する最近の話題、生研セミナーテキスト、1986
- 32)浜島良吉: 修正仮想変位法及び修正仮想応力法に基づく要素内変形を考慮した不連続体解析, 第 42 回応用力学連合講演会, p.263-264, 1993
- 33) Hallquist ,J.O. : A procedure for the solution of finite deformation contact-impact problem by the finite element method” UCRL-52066, Lawrence Livermore Laboratory, Livermore, California, April ,1976.
- 34) Hilbert, L. B. JR, W. Yi, N.G.W. Cook, Y. Cai and G-P. Liang : A new discontinuous finite element method for interaction of many deformable bodies in geomechanics, U. C. Berkeley,1993.
- 35)Shi, G.H. and Goodman, R.E. : Discontinuous Deformation Analysis , 25th. U.S.Symposium on Rock Mechanics,p.269-277,1984
- 36)大西有三: 不連続面を有する岩盤の解析手法の変遷, 電力土木, No.270, p.3-12, 1997
- 37)石田毅, 日比野敏, 北原義浩, 浅井義之: 斜面の転倒・崩落破壊に対する個別要素法の適用性について, 土木学会論文集, No.358/III-3, p.147-155, 1985
- 38)佐々木猛, 大西有三, 吉中龍之進: 不連続変形法(DDA). とその岩盤工学への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, p.11~20, 1994.
- 39) Shi, G. H. : Manifold method of material analysis ,Trans. 9th Army Conf. on Appl. Math. and Comp., Rep. No. 92-1. U.S. Army Res. Office,1991

第3章 不連続変形法の概要と岩盤斜面崩壊解析における技術課題

不連続変形法(Discontinuous Deformation Analysis、以下 DDA と称する)は、Shi, G. H.(1984)により開発された、任意の弾性体の多角形で構成される不連続性岩盤ブロック相互の運動を解析する手法である。本手法の主な特徴は、解析対象全体にエネルギー保存則並びに解の唯一性・収束性が保障される点と、ブロック間の空間違反に対応したバネを導入することによってブロック接触過程を解析する点にあり、斜面崩壊挙動解析への適用性が期待できる。本章では、既存文献をもとに DDA の適用性を整理するとともに、岩盤斜面の防災性能評価（ハザード評価）に適用する際の技術的課題を明らかにする。

3.1 基礎方程式

DDA は、ハミルトンの原理に基づき接触を含む運動方程式をエネルギー最小化原理により釣り合い方式を求めて定式化している。ハミルトンの方程式は、

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (3.1)$$

であり、 M は質量マトリックス、 C は減衰マトリックス、 K は剛性マトリックス、 F は外力ベクトルである。また、 u はブロック重心における変位、 \dot{u} は変位速度、 \ddot{u} は変位加速度である。運動方程式(3.1)は、ニューマークの β 、 γ 法を用いて、増分変位に対する釣り合い方程式

$$\tilde{K} \cdot \Delta u = \tilde{F} \quad (3.2)$$

$$\tilde{K} = \frac{2}{\Delta t^2} M + \frac{\eta}{\Delta t} M + K_e + K_f \quad (3.3)$$

$$\tilde{F} = \frac{2}{\Delta t} M \dot{u} + (\Delta F - f) \quad (3.4)$$

に変換する。変位は、この連立方程式を、各時間刻みで解くことで得られる。ここで、 Δt は時間刻み、 Δu は変位増分、 η は粘性係数、 K_e はブロックの弾性、 K_f はブロックの変位拘束・接触などに関する剛性マトリックスである。また、 ΔF は体積力や点荷重などに関するベクトル、 f はブロックの初期応力に関するベクトルである。式(3.3)(3.4)は、エネルギー最小化原理を適用することで組み立てる。

不連続変形法では、ブロックは定応力、定ひずみであると仮定し、剛体変位と剛体回転を合わせて、6組の変位変数でブロック上の任意の点 $P(x, y)$ における変位(u, v)を離散化している。

$$D = (u_0, v_0, r_0, \varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy})^T \quad (3.5)$$

ここで u_0, v_0 は x 方向 y 方向の剛体変位、 r_0 はブロック重心に関する剛体回転、 $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ はそれぞれ、ブロックの x 方向垂直ひずみ、 y 方向垂直ひずみ、せん断ひずみを表す(図 3.1.1)。このとき、ブロック上の任意の点 $P(x, y)$ における変位(u, v)は、各離散化成分を用いて次式によって表される。

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -(y - y_0) & (x - x_0) & 0 & (y - y_0)/2 \\ 0 & 1 & (x - x_0) & 0 & (y - y_0) & (x - x_0)/2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ v_0 \\ r_0 \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

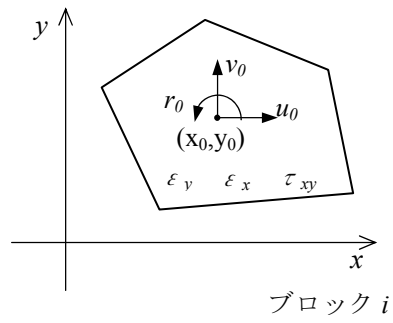


図 3.1.1 座標系と未知数

3.2 ブロック運動の定式化

DDA では、外力や応力などによる各ブロックのポテンシャルエネルギー Π_i を最小化することで平衡方程式を導く。ブロックの変形変数は6組の変数 d_{ri} より構成されているので、平衡方程式は、

$$\frac{\partial \Pi_i}{\partial d_{ri}} = 0 \quad r = 1, \dots, 6 \quad (3.6)$$

から導かれる。式(3.6)を個別にみると、ブロック i に作用する x 方向および y 方向の荷重や接触力による平衡状態は、

$$\frac{\partial \Pi_i}{\partial u_0} = 0, \quad \frac{\partial \Pi_i}{\partial v_0} = 0 \quad (3.7)$$

から得ることができ、荷重と接触力から生じるモーメントに関する平衡状態は、

$$\frac{\partial \Pi_i}{\partial r_0} = 0 \quad (3.8)$$

から得ることができる。また、ブロック i に働く応力と外力による変位に関する平衡は、

$$\frac{\partial \Pi_i}{\partial \varepsilon_x} = 0, \quad \frac{\partial \Pi_i}{\partial \varepsilon_y} = 0, \quad \frac{\partial \Pi_i}{\partial \gamma_{xy}} = 0 \quad (3.9)$$

から得ることができる。

システム全体のポテンシャルエネルギーは、個々のブロックのポテンシャルエネルギーを加えたものとして捉え、個々のブロックのポテンシャルエネルギーを計算し最小化することで、システム全体の平衡状態を表すことができる。すなわち、個々のブロックに関する平衡方程式を全体剛性方程式に重ね合わせて定式化される。

ここで、変位変数に関する2階の微分、

$$\frac{\partial^2 \Pi}{\partial d_{ri} \partial d_{sj}} \quad r, s = 1, \dots, 6 \quad (3.10)$$

は、 6×6 の対称サブマトリックスとなり、全体剛性方程式の係数マトリックスに重ね合わせることになる。一方、1階の微分は、

$$-\frac{\partial \Pi(0)}{\partial d_{ri}} \quad r = 1, \dots, 6 \quad (3.11)$$

であり、全体剛性方程式の外力項に重ね合わせる。全体剛性方程式は、

$$\begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdots & K_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{pmatrix} \quad (3.12)$$

の形となり、個々のブロックの自由度は6であるので、係数マトリックス $[K_{ij}]$ は 6×6 のサブマトリックスとなり、ブロックの変位変数 $[D_i]$ と外力ベクトル項 $[F_i]$ は、それぞれ 6×1 サブマトリックスとなる。ここで、 $[K_{ii}]$ は、ブロック i の物性や荷重条件などから決定されるサブマトリックスとなり、 $[K_{ij}] (i \neq j)$ はブロック i と j の接触状態から決定されるサブマトリックスとなる。また、係数マトリックスが、対称マトリックスとなることは、式(3.10)から明らかである。 $[K_{ij}] = [K_{ji}]^T (i, j = 1, \dots, n)$ が成り立つ。

(1)弾性サブマトリックス

ブロック i に作用する応力による弾性ひずみエネルギー Π_e は、

$$\Pi_e = \iint \frac{1}{2} (\varepsilon_x \sigma_x + \varepsilon_y \sigma_y + \gamma_{xy} \tau_{xy}) dx dy \quad (3.13)$$

で表される。平面応力条件の場合、応力とひずみの関係は、

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (3.14)$$

となり、 6×6 マトリックスに拡張して弾性マトリックスを $[E]$ とすると、

$$[E_i] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{pmatrix} \quad (3.15)$$

となる。弾性ひずみエネルギー Π_e は、ブロックの面積を S として、

$$\begin{aligned} \Pi_e &= \iint \frac{1}{2} \begin{pmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_y & \gamma_{xy} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} dx dy \\ &= \iint \frac{1}{2} \begin{pmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_y & \gamma_{xy} \end{pmatrix} [E_i] \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} dx dy \\ &= \iint \frac{1}{2} [D_i]^T [E_i] [D_i] dx dy \\ &= \frac{S}{2} [D_i]^T [E_i] [D_i] \end{aligned} \quad (3.16)$$

となり、

$$S[E_i] \rightarrow [K_{ii}] \quad (3.17)$$

によって全体剛性マトリックスに重ね合わせる(式(3.17)における矢印は重ね合わせることを意味する。以下同様)。

(2)初期応力サブマトリックス

ブロック i に初期応力($\sigma_x^0, \sigma_y^0, \tau_{xy}^0$)が作用している場合、初期応力によるポテンシャルエネルギー Π_σ は、

$$\begin{aligned} \Pi_\sigma &= -\iint (\varepsilon_x \sigma_x^0 + \varepsilon_y \sigma_y^0 + \gamma_{xy} \tau_{xy}^0) dx dy \\ &= -S(\varepsilon_x \sigma_x^0 + \varepsilon_y \sigma_y^0 + \gamma_{xy} \tau_{xy}^0) \\ &= -S[D_i]^T \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \sigma_x^0 \\ \sigma_y^0 \\ \tau_{xy}^0 \end{pmatrix} = -S[D_i]^T [\sigma_0] \end{aligned} \quad (3.18)$$

となり、

$$S[\sigma_0] \rightarrow [F_i] \quad (3.19)$$

によって全体剛性方程式に重ね合わせる。

(3)体積力サブマトリックス

ブロック i に一様な体積力(f_x, f_y)が作用している場合、ポテンシャルエネルギー Π_w は、

$$\begin{aligned} \Pi_w &= -\iint (f_x u + f_y v) dx dy \\ &= -\iint \begin{pmatrix} u & v \end{pmatrix} \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy \end{aligned} \quad (3.20)$$

となる。ここで(u, v)は、ブロック i 上の任意の点(x, y)における変位であり、ポテンシャルエネルギー Π_w は、

$$\Pi_w = -\iint [D_i]^T [T_i]^T \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy \quad (3.21)$$

と表すことができる。式(3.78)における面積積分は、(x_0, y_0)が重心であることを利用して、

$$\iint [T_i]^T dx dy = \begin{pmatrix} S & 0 \\ 0 & S \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (3.22)$$

となり、

$$\begin{pmatrix} f_x S \\ f_y S \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \rightarrow [F_i] \quad (3.23)$$

によって全体剛性方程式に重ね合わせる。

(4)点荷重サブマトリックス

ブロック i 上の任意の点 $P(x, y)$ に点荷重 (F_x, F_y) が作用しているとき、この点荷重によるポテンシャルエネルギー Π_p は、

$$\begin{aligned} \Pi_p &= -(F_x u + F_y v) \\ &= -(u \quad v) \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} \\ &= -[D_i]^T [T_i(x, y)]^T \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (3.24)$$

となり

$$[T_i(x, y)]^T \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} \rightarrow [F_i] \quad (3.25)$$

によって全体剛性方程式の外力項に重ね合わせる。

(5)慣性力サブマトリックス

ブロック i 上の任意の点 $P(x, y)$ における時間ごとの変位を $(u(t), v(t))$ 、ブロックの単位面積質量を M とすると、単位面積における慣性力は、

$$\begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} = -M \begin{pmatrix} \partial^2 u(t) / \partial t^2 \\ \partial^2 v(t) / \partial t^2 \end{pmatrix} \quad (3.26)$$

となる。慣性力によるポテンシャルエネルギー Π_i は、

$$\begin{aligned} \Pi_i &= -\iint (u \quad v) \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy \\ &= \iint M (u \quad v) \begin{pmatrix} \partial^2 u(t) / \partial t^2 \\ \partial^2 v(t) / \partial t^2 \end{pmatrix} dx dy \\ &= \iint M [D_i]^T [T_i]^T [T_i] \frac{\partial^2 [D_i(t)]}{\partial t^2} dx dy \end{aligned} \quad (3.27)$$

であり、変位($u(t)$, $v(t)$)の2階の時間微分は、

$$\begin{pmatrix} \partial^2 u(t) / \partial t^2 \\ \partial^2 v(t) / \partial t^2 \end{pmatrix} = [T_i] \frac{\partial^2 [D_i(t)]}{\partial t^2} \quad (3.28)$$

となる。ここで、時間ステップ計算前の変位を $[D_i(t)]$ 、時間ステップ計算後の変位を $[D_i]$ 、時間間隔を Δt として、時間積分を行うと、

$$[D_i] = \frac{\Delta t^2}{2} \frac{\partial^2 [D_i(t)]}{\partial t^2} + \Delta t \frac{\partial [D_i(t)]}{\partial t} \quad (3.29)$$

$$\frac{\partial^2 [D(t)]}{\partial t^2} = \frac{2}{\Delta t^2} [D_i] - \frac{2}{\Delta t} \frac{\partial [D_i]}{\partial t} = \frac{2}{\Delta t^2} [D_i] - \frac{2}{\Delta t} [V_0] \quad (3.30)$$

を得る。また、

$$[V_0] = \frac{\partial [D_i(t)]}{\partial t} \quad (3.31)$$

は、時間ステップ計算における初速度となる。これより、ポテンシャルエネルギー Π_i は、

$$\Pi_i = \iint [D_i]^T [T_i]^T [T_i] \left(\frac{2M}{\Delta t^2} [D_i] - \frac{2M}{\Delta t} [V_0] \right) dx dy \quad (3.32)$$

となり、ポテンシャルエネルギーの最小化を行えば、

$$\frac{2M}{\Delta t^2} \iint [T_i]^T [T_i] dx dy \rightarrow [K_{ii}] \quad (3.33)$$

$$\frac{2M}{\Delta t} \left(\iint [T_i]^T [T_i] dx dy \right) [V_0] \rightarrow [F_i] \quad (3.34)$$

によって全体剛性方程式に重ね合わせる。このとき時間ステップ後の変位速度 $[V_1]$ は、

$$[V_1] = \Delta t \frac{\partial^2 [D_i(t)]}{\partial t^2} + [V_0] = \frac{2}{\Delta t} [D_i] - [V_0] \quad (3.35)$$

となり、次の時間ステップ計算の初速度となる。不連続変形法では、動的解析の場合にはこの速度を次時間ステップ計算の初速度として受け継ぐ。

(6)粘性力サブマトリックス

ブロックの変位速度と面積に比例した粘性抵抗に関するサブマトリックスを導く。ブロック i 上の任意の点 $P(x, y)$ における粘性抵抗力は、 μ を粘性係数として、

$$\begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} = \frac{\mu}{\Delta t} \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} \quad (3.36)$$

となる。ブロックの粘性抵抗によるポテンシャルエネルギー Π_v は、

$$\begin{aligned} \Pi_v &= \iint (u \quad v) \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy \\ &= \iint [D_i]^T [T_i]^T \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy \\ &= \frac{\mu}{\Delta t} \iint [D_i]^T [T_i]^T [T_i] [D_i] dx dy \end{aligned} \quad (3.37)$$

となり

$$\frac{\mu}{\Delta t} \iint [T_i]^T [T_i] dx dy \rightarrow [K_{ii}] \quad (3.38)$$

によって全体剛性式に重ね合わせる。

(7)変位拘束サブマトリックス

実際の問題に適用するに際して不動地盤の設定等に関連して、ブロックの変位を固定することが必要となる場合がある。このとき、2 方向の剛性の高いバネを用いてブロックの変位の拘束を行う。ブロック i 上の点 $P(x, y)$ の変位を拘束する $(u, v) = (0, 0)$ ものとして、 x 方向と y 方向のバネ(剛性 p)を導入する。このとき、バネに作用する力(f_x, f_y)と、蓄えられたひずみエネルギー Π_m はそれぞれ、

$$\begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -pu \\ -pv \end{pmatrix} \quad (3.39)$$

$$\begin{aligned} \Pi_m &= \frac{p}{2} (u^2 + v^2) \\ &= \frac{p}{2} (u \quad v) \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} \\ &= \frac{p}{2} [D_i]^T [T_i(x, y)]^T [T_i(x, y)] [D_i] \end{aligned} \quad (3.40)$$

となり、

$$p [T_i(x, y)]^T [T_i(x, y)] \rightarrow [K_{ii}] \quad (3.41)$$

によって全体剛性方程式に重ね合わせる。ブロック全体の変位を拘束するためには、同一直線上にない3点で変位を拘束する必要がある。

3.3 ブロック接触過程のモデル化

ブロック間の接触過程については、ブロックの空間的な制約違反に対応させたペナルティバネモデルを導入してモデル化している。ブロック i の頂点 $P_1(x_1, y_1)$ が、ブロック j の辺 $P_2(x_2, y_2)$ 、 $P_3(x_3, y_3)$ と横切って接触関係が生じた状況が、空間的な制約違反に相当する（図 3.3.1）。

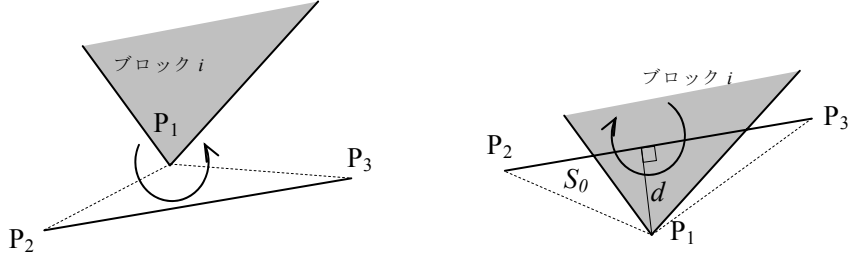


図 2.3 面積計算による接触判定

ここで、一定方向に付番された三角形 $P_1 \cdot P_2 \cdot P_3$ を考える。三角形の面積の 2 倍の値 S_0 は、

$$S_0 = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} \quad (3.42)$$

で表される。図 2.2 に示した例では、面積 S_0 が正から負に反転した場合に接触が生じたことになり、貫入量 d_0 は負の値(引張り側の値を正)として、

$$d_0 = \frac{S_0}{\sqrt{(x_2 - x_3)^2 + (y_2 - y_3)^2}} \quad (3.43)$$

で定義される。このとき、空間的な制約違反に対応したバネモデルの変形量 d は辺 P_2P_3 の長さを 1 とすると

$$\begin{aligned} d &= \frac{1}{l} \begin{vmatrix} 1 & x_1 + u_1 & y_1 + v_1 \\ 1 & x_2 + u_2 & y_2 + v_2 \\ 1 & x_3 + u_3 & y_3 + v_3 \end{vmatrix} \\ &= \frac{1}{l} \left\{ \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 1 & u_1 & y_1 \\ 1 & u_2 & y_2 \\ 1 & u_3 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 1 & x_1 & v_1 \\ 1 & x_2 & v_2 \\ 1 & x_3 & v_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 1 & u_1 & v_1 \\ 1 & u_2 & v_2 \\ 1 & u_3 & v_3 \end{vmatrix} \right\} \end{aligned} \quad (3.44)$$

で表される。ペナルティバネモデルは、辺 P_2P_3 に貫入したブロック i の頂点 P_1 を押し戻すものであり、ブロックの変位計算後許容貫入量以下でなければならない。式(3.44)において、最後の項は微小量となるので無視すると、バネの変形量 d は、

$$\begin{aligned}
d &= \frac{S_0}{l} + \frac{1}{l} \left\{ \begin{vmatrix} 1 & u_1 & y_1 \\ 1 & u_2 & y_2 \\ 1 & u_3 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 1 & x_1 & v_1 \\ 1 & x_2 & v_2 \\ 1 & x_3 & v_3 \end{vmatrix} \right\} \\
&= \frac{S_0}{l} + \frac{1}{l} \left\{ (y_2 - y_3 \quad x_3 - x_2) \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \end{pmatrix} + (y_3 - y_1 \quad x_1 - x_3) \begin{pmatrix} u_2 \\ v_2 \end{pmatrix} + (y_1 - y_2 \quad x_2 - x_1) \begin{pmatrix} u_3 \\ v_3 \end{pmatrix} \right\}
\end{aligned} \quad (3.45)$$

となる。ここで、

$$[E_i] = \frac{1}{l} (y_2 - y_3 \quad x_3 - x_2) [T_i(x_1, y_1)] \quad (3.46)$$

$$[G_j] = \frac{1}{l} (y_3 - y_1 \quad x_1 - x_3) [T_j(x_2, y_2)] + \frac{1}{l} (y_1 - y_2 \quad x_2 - x_1) [T_j(x_3, y_3)] \quad (3.47)$$

とおくと、ペナルティバネモデルの剛性を p としてバネに蓄えられたエネルギー Π_k は、

$$\begin{aligned}
\Pi_k &= \frac{p}{2} d^2 \\
&= \frac{p}{2} \left([E_i][D_i] + [G_j][D_j] + \frac{S_0}{l} \right)^2 \\
&= \frac{p}{2} \left([D_i]^T [E_i]^T [E_i][D_i] + [D_j]^T [G_j]^T [G_j][D_j] + 2[D_i]^T [E_i]^T [G_j][D_j] \right. \\
&\quad \left. + \frac{2S_0}{l} [E_i][D_i] + \frac{2S_0}{l} [G_j][D_j] + \frac{S_0^2}{l^2} \right)
\end{aligned} \quad (3.48)$$

となり、平衡条件はこのエネルギーを最小化することで得られる。ブロックの空間的な制約違反に対応させたペナルティバネモデルは、物理的には不連続面の接触剛性に対応したバネモデルとして位置付けられる。

また、ブロック接触面の摩擦力・粘着力については、接触部におけるせん断力 τ_s が境界に沿って滑動するに十分大きい場合、すなわち、

$$\tau_s \geq R_n \tan \phi + c \quad (3.49)$$

となる場合、摩擦力に相当する力を滑動方向と逆方向に作用させる。ここで、 ϕ は境界の摩擦係数、 c は粘着力、 R_n はペナルティバネモデルによる接触力ある。ブロック i の頂点 P_1 の辺 P_2P_3 への投影点を t_0 とすると、摩擦力は、

$$- \text{sign}(\delta_s)(R_n \tan \phi + c)[E_i]^T \rightarrow [F_i] \quad (3.50)$$

$$\text{sign}(\delta_s)(R_n \tan \phi + c)[G_j]^T \rightarrow [F_j] \quad (3.51)$$

となり、これを全体剛性方程式の外力ベクトルに重ね合わせる。ここで、 $\text{sign}(\delta_s)$ は辺 P_2P_3 に沿った変位方向を示す値であり -1 あるいは +1 となる。このとき、ブロックのせん断方向の変形は摩擦力によって支配され、ペナルティバネモデルによる抗力は、接触面の垂直方向にのみ作用する。一方、境界に作用するせん断力 τ_s が、摩擦力より小さい場合、すなわ

ち、

$$\tau_s \leq R_n \tan \phi + c \quad (3.52)$$

となる場合、せん断変位の抑制は、鉛直方向のペナルティバネに加えて、せん断方向にペナルティバネモデルを組み込むことで実現する。

3.4 工学的適用性

DDA の工学的な問題への適用としては、単純なモデルによる検証（呉：2002 など）に加え、コンクリート構造物の破壊時の崩壊挙動解析（坂田ら：1995）、道床バラストの変形挙動解析（石川・大西：1998）、岩盤崩壊の崩壊土砂の影響度解析（佐々木ら：1994，大津ら：2002），落石現象の動的解析（日本道路協会：2000 など），地震時の応答解析（Hatzor&Feintuch,2001）に関するなどがあり、実際の土木構造物や岩盤斜面への適用が進められている。これらの検討例は、落石やバラストなどの完全に分離したブロックを対象としてものものであり、比較的単純なブロックを対象として実現象への適用が進められている段階にある。一方、落石現象の挙動解析に関しては落石崩壊現象を対象とした実用化検討が活発に進められており、日本道路協会(2002)は、落石の崩壊挙動解析手法として質点法落石解析手法と不連続体解析手法である DEM と DDA を取り上げ、これらの解析手法の適用性と技術的な課題を検討している。

以下に、岩盤斜面のハザード評価に係わる現象に着目して、DDA の適用性検討に関する現状を整理する。

(1)単純ブロックの静的変形解析

静的変形に関する検討事例として角柱ブロックの集合体に強制変位を与えた際の変形について DDA の解析結果と室内試験結果を比較した既存解析例⁴⁾を示す。

解析は、角柱ブロックの集合体で底盤部中央に強制変位を与えた際の上面変形量について、DDA の解析結果と室内試験結果を比較したものである。実験では、ブロックの配列方向を水平・30 度傾斜・45 度傾斜・60 度傾斜の 4 ケースを設定し、底盤中央部を下方方向に変位させて、上面の形状変化が観察された（図 3.4.1～3.4.2）。DDA 解析では、実験モデルと同等な 2 次元モデルによって表 3.4.1 に示すパラメータによって解析が行われている。

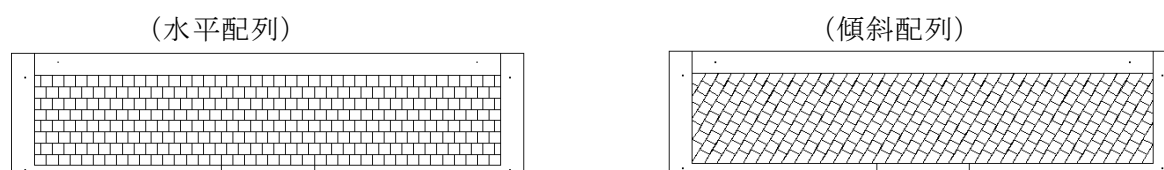


図 3.4.1 ブロック集合体 解析モデル⁴⁾

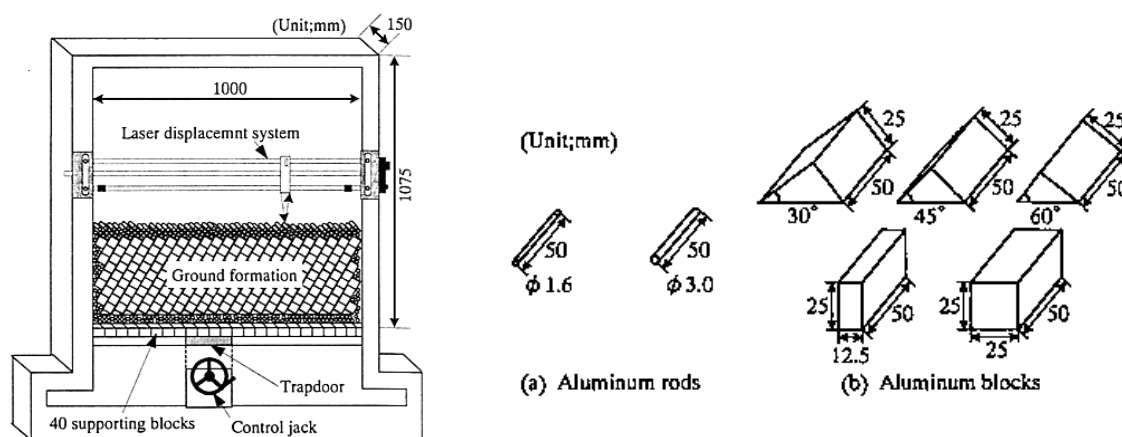


図 3.4.2 実験装置概念図⁴⁾

表 3.4.1 DDA 解析パラメータ⁴⁾

パラメータ		設定値
最大許容変位	[—]	0.01
時間刻み	[sec]	0.001
ブロックの単位体積重量	[kN/m ³]	26.4
ブロックのポアソン比	[—]	0.2
ブロックのヤング率	[MPa]	62
不連続面の内部摩擦角	[度]	20.0
不連続面の粘着力	[MPa]	0.0
不連続面の引張強度	[MPa]	0.0

モデル上面の変形量に関する実験結果と解析結果の比較を図 3.4.3 に示し、解析結果における各ブロックの変形量と応力を図 3.4.4 に示す。DDA の解析結果は実験結果と概ね合致し、解析結果の変形量・応力分布はの不連続面傾斜角度によって変化することが示されている。

本検討例は、不連続面分布に規制されたブロック集合体の静的な変形に対する DDA の力学モデルの有効性が示された事例と捉えられる。

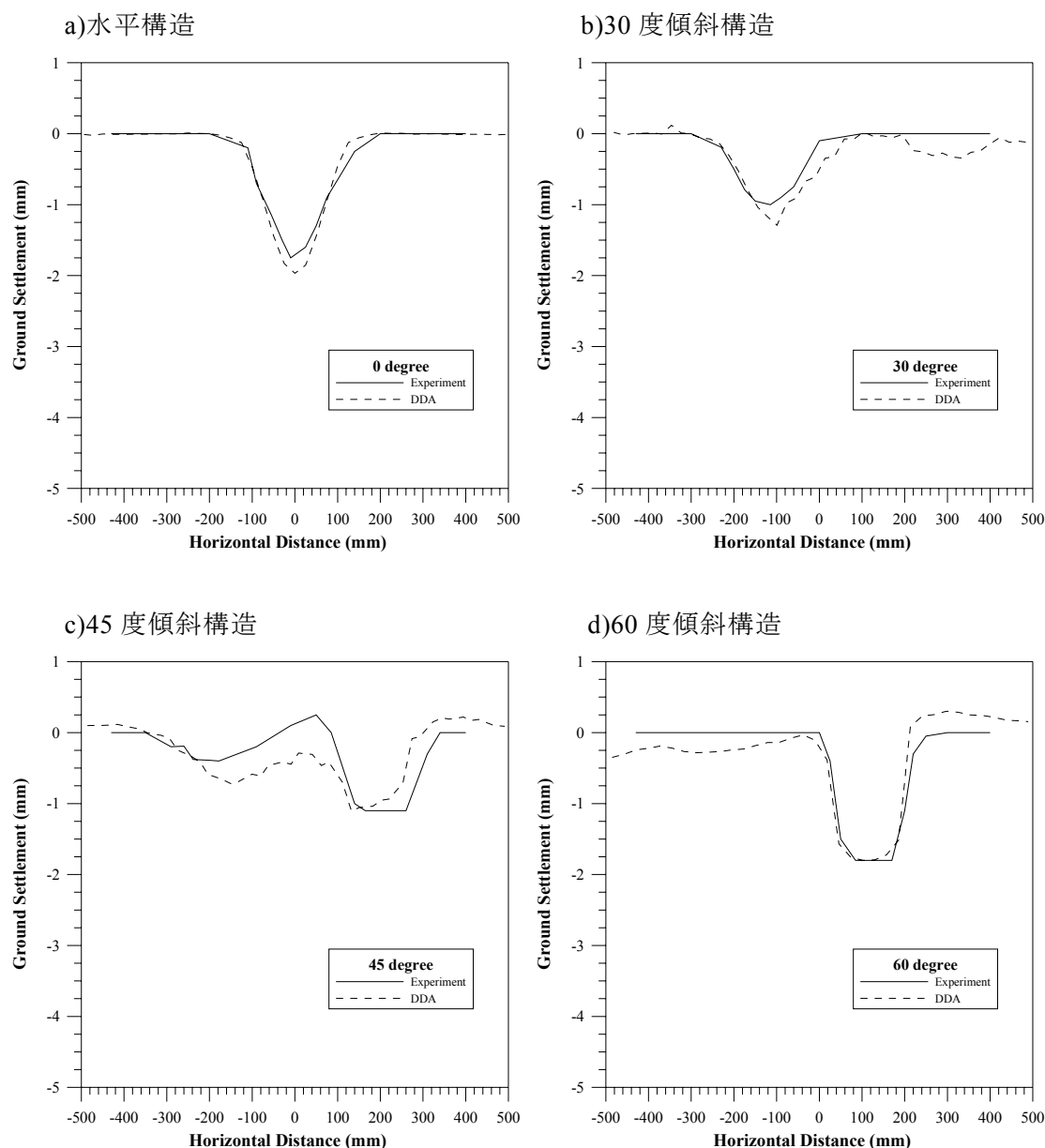
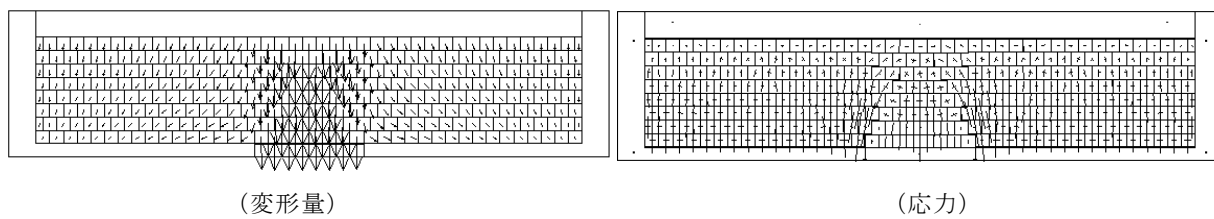
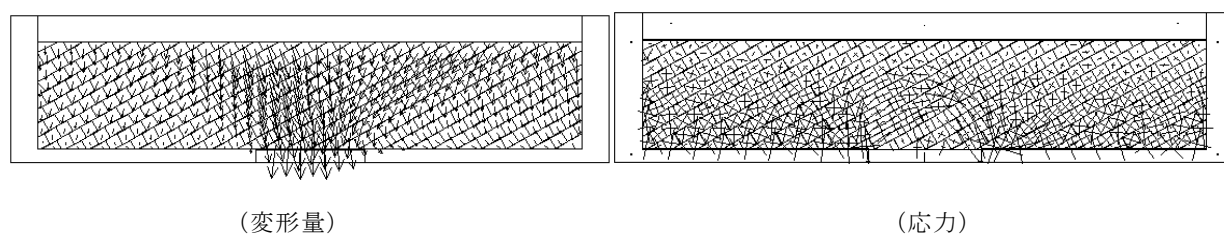


図 3.4.3 実験結果及び DDA 解析結果（上面変形量）⁴⁾

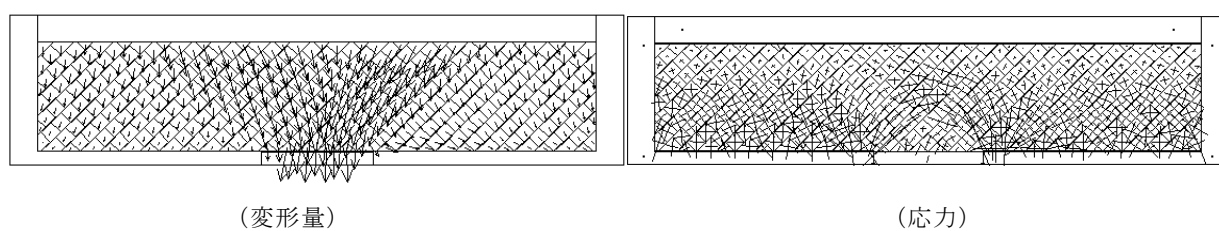
a) 水平構造



b) 30 度傾斜構造



c) 45 度傾斜構造



d) 60 度傾斜構造

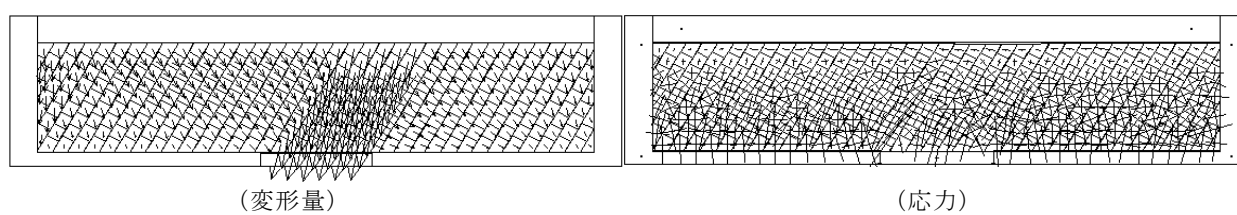


図 3.4.4 DDA 解析結果 (变形量) ⁴⁾

(2)単純ブロックの動的変形解析

崩壊挙動は、ブロックの転倒（回転）・すべり・跳躍（衝突）といった様々な運動形態を伴った現象として捉えることが出来る。単純ブロックを対象としてこれらの運動形態に対する DDA の適用性を検証した既存検討事例⁴⁾を以下に示す。

1)転倒（回転）・すべり運動

Hoek and Bray (1977)によって示された斜面上のブロックの転倒・滑落に関する検討事例を示す。解析モデルは斜面を模したブロック上に、16 個の縦長のブロックを配置してすべり・転倒等の運動モードを評価した事例である。図 3.4.5 に解析モデルの形状を示し、表 3.4.2 に物性パラメータを示す。

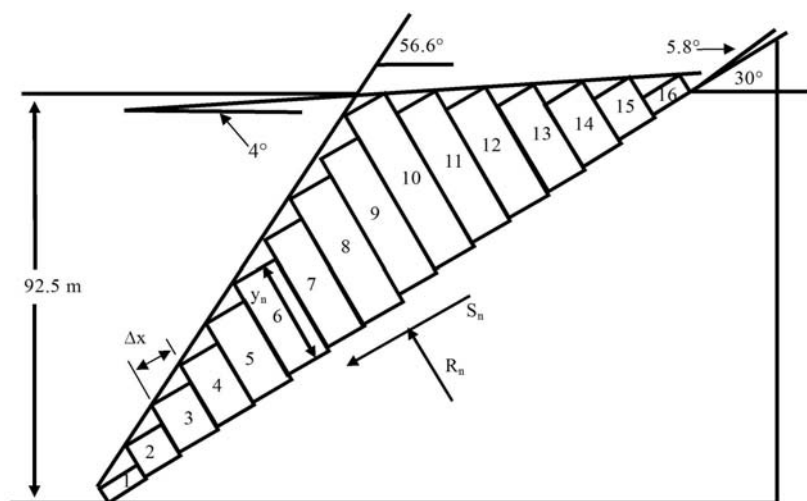


図 3.4.5 検証モデル⁴⁾

表 3.4.2 DDA 解析パラメータ⁴⁾

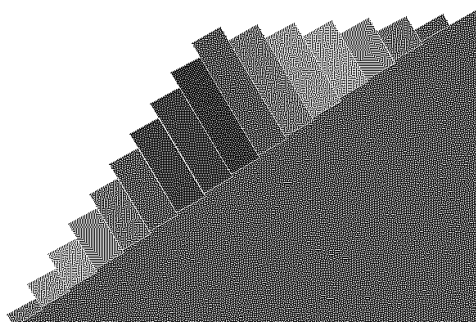
パラメータ		設定値
最大許容変位	[—]	0.01
時間刻み	[sec]	0.1
ブロックの単位体積重量	[kN/m ³]	25.0
ブロックのポアソン比	[—]	0.2
ブロックのヤング率	[MPa]	1,000
不連続面の内部摩擦角	[度]	38.15
不連続面の粘着力	[MPa]	0.0
不連続面の引張強度	[MPa]	0.0

図 3.4.6 に DDA 解析結果のブロック変形の経時変化を、表 3.4.3 に各ブロックの作用力の理論解を、図 3.4.7 にブロック底面における法線方向と接線方向の反力に関する解析結果と理論解の比較結果を示す。

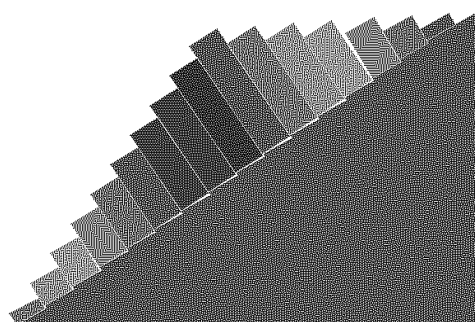
剛体運動として極限平衡法による理論解（表 3.4.3）から、検証モデルの各ブロックの変形モードは、ブロック 1～3 まではすべり運動、ブロック 4～13 まではトップリング運動、そしてブロック 14～16 が不変（安定）と捉えられ、図 3.4.8 に示した DDA の解析結果からも同様な傾向が認められる。また、各ブロックの底辺の作用力も DDA の解析結果は理論界解に概ね一致しておる。

本検討例は、転倒（回転）・すべり運動などのブロック間の摩擦力に関連したブロックの動的な変形に対して、DDA の力学モデルの有効性が示された事例と捉えられる。

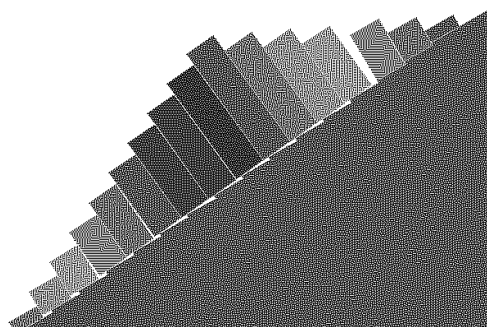
(0step)



(20step)



(50step)



(100step)

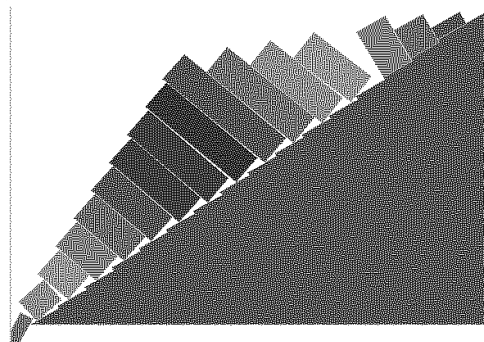


図 3.4.6 DDA 解析結果⁴⁾

表 3.4.3 検証モデルの理論解

N	y_n (m)	$y_n/\Delta x$	R_n (kN)	S_n (kN)	Mode
1	4.0	0.4	1237.1	971.8	すべり
2	8.0	1.0	2471.4	1941.3	
3	12.0	1.2	3707.3	2912.1	
4	16.0	1.6	4369.4	3152.5	トップ プリン グ
5	20.0	2.0	4848.1	3159.4	
6	24.0	2.4	5352.9	3199.5	
7	28.0	2.8	5872.0	3257.8	
8	32.0	3.2	6399.8	3327.3	
9	36.0	3.6	6933.8	3404.6	
10	40.0	4.0	7662.1	3729.3	
11	34.0	3.4	6867.6	3520.0	
12	28.0	2.8	5643.3	2966.8	
13	22.0	2.2	4533.4	2457.5	
14	16.0	1.6	3463	2000	安定
15	10.0	1.0	2165	1250	
16	4.0	0.4	866	500	

N: ブロック番号, y_n : ブロック高、 Δx ブロック巾

R_n : 法線方向反力、 S_n : 接線方向作用力

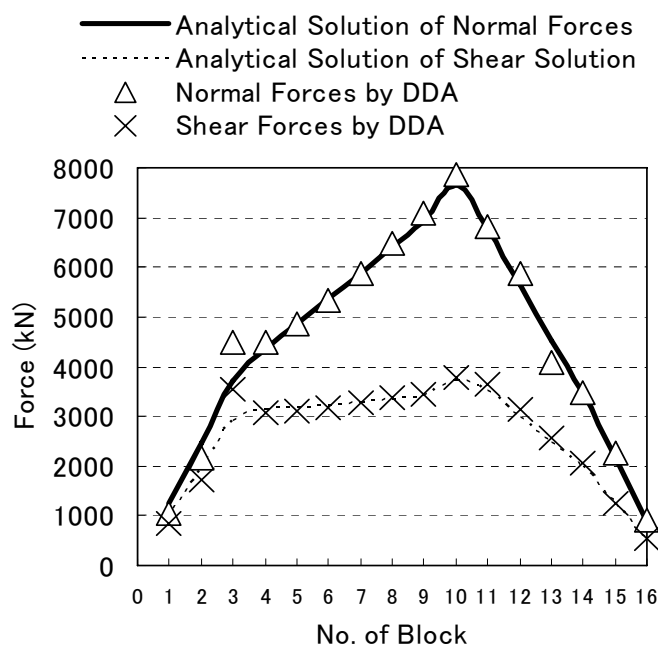


図 3.4.7 解析結果と理論解⁴⁾

2)衝突（跳躍）運動

ブロックの自由落下運動と跳躍運動に関する既存検討例⁴⁾を示す。解析モデルはブロックの反発時のエネルギー損失を生じないと仮定したブロック衝突モデルであり、ブロックの落下運動を質点の運動方程式によって求め、DDAの解析結果と比較されている(図3.4.8)。

図3.4.9に2種類の落下高さ（初期位置）の解析結果を示す。DDAの解析結果におけるブロック位置（重心）は、質点の運動方程式による解析結果と合致することが示されている。

本検討例は、ブロックの衝突（跳躍）運動に対して接触バネを導入したDDAの力学モデルの有効性が示された事例と捉えられる。

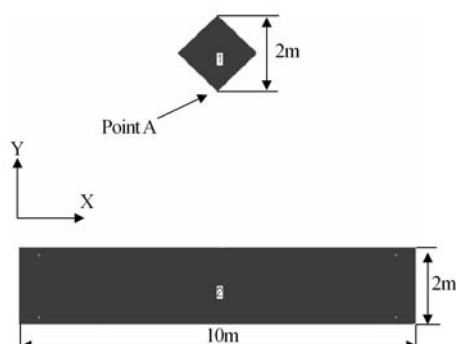


図 3.4.8 解析モデル⁴⁾

表 3.4.4 DDA 解析パラメータ⁴⁾

パラメータ		設定値
最大許容変位	[—]	0.01
時間刻み	[sec]	0.1
ブロックの単位体積重量	[kN/m ³]	25.0
ブロックのポアソン比	[—]	0.2
ブロックのヤング率	[MPa]	1,000
不連続面の内部摩擦角	[度]	38.15
不連続面の粘着力	[MPa]	0.0
不連続面の引張強度	[MPa]	0.0

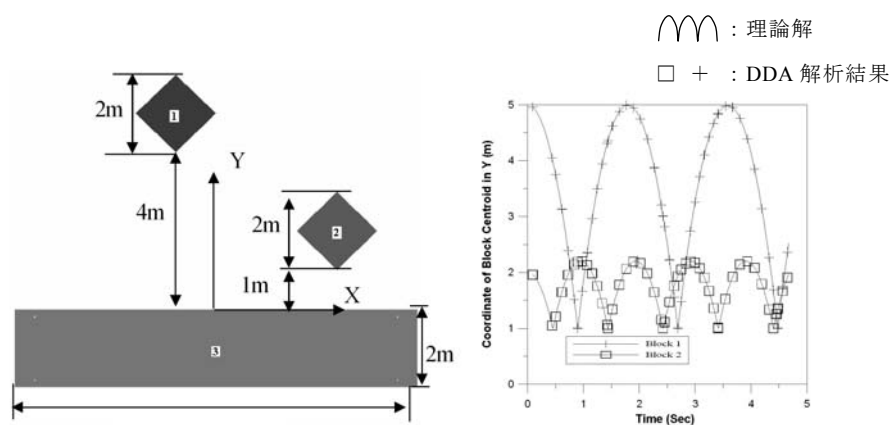


図 3.4.9 解析結果⁴⁾

3)振動現象

振動がブロック運動に動的応答解析の既存検討事例¹⁴⁾を示す。解析モデルは斜面上を滑落するブロックについて振動条件として加速度振動（正弦波）を与えて理論解と DDA 解析結果を比較したものである。

図 3.4.10 に解析モデルと解析結果を示す。解析結果では、DDA の解析結果は初期段階では理論解とよく合致し、時間経過とともに理論解とに差違を生ずる傾向が示されている。理論解と解析結果の差違を生ずる原因としては数値解析上の解析パラメータ内容が指摘されており、数値解析上のパラメータを適切に設定することによって、解析結果と理論解を合致させることができるとしている。

本検討例は、振動が外力条件として作用するブロック運動について DDA の力学モデルの有効性が示された事例として捉えることが出来る。ただし、このような振動条件下のブロック運動に関する検討例は限られており、

- ・すべり運動以外における振動応答に関する DDA の適用性
- ・振動応答解析における解析パラメータの設定方法

などが技術的な課題と考えられる。

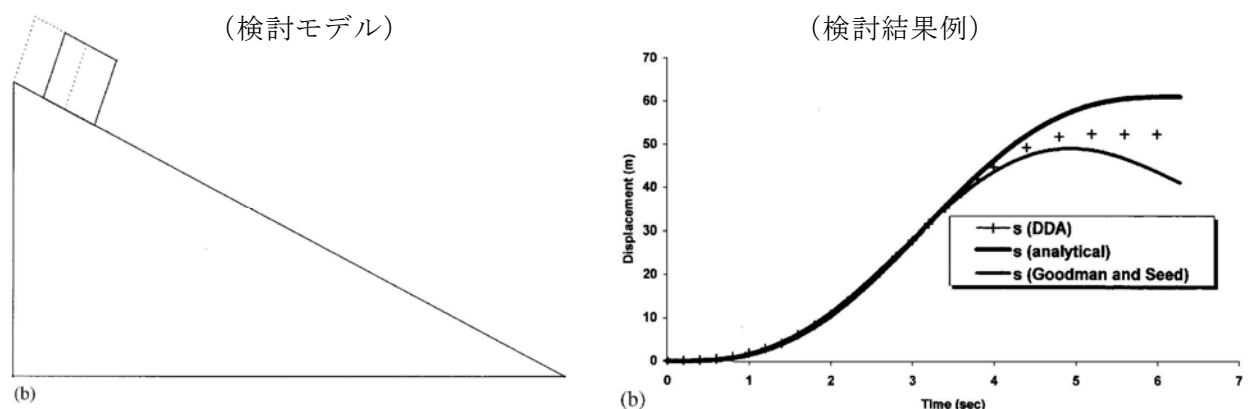


図 3.4.10 振動現象に関する解析事例¹⁴⁾

(4)落石現象に関する動的解析事例

DDA 解析の落石崩落現象への適用に関しては種々の検討がなされている。以下に代表的な既存検討事例¹³⁾を示す。

日本道路協会(2002)は、DDA 解析の落石現象への導入について感度解析を実施するとともに、既存の落石実験に関する事例解析を実施し、DDA の解析結果と実験データとの比較検討を行って適用性を評価している。

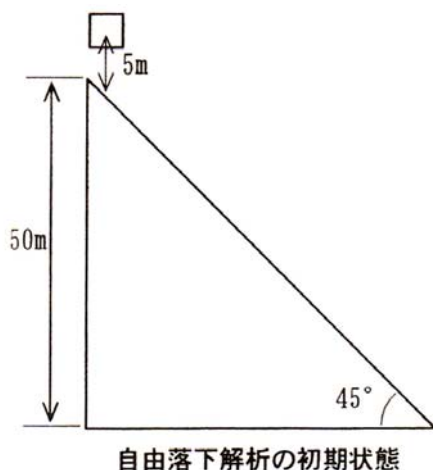


図 3.4.11 感度分析モデル¹³⁾

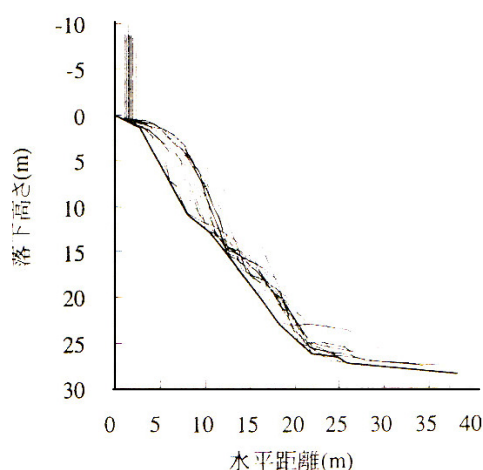


図 3.4.12 落石実験（高松）の事例¹³⁾

感度解析では、解析結果に影響する主要な解析パラメータとして反発係数、すべり摩擦係数、落石の形状、落石の初期回転角（初期姿勢）を示している（図 4.3.13）。解析パラメータに関連した解析結果のばらつき程度は、落下高さ 40～50m 付近の速度で比較した場合

反発係数 : 17～25m/s

すべり摩擦係数 : 19～28m/s

落石形状 : 20～27m/s

初期回転角 : 20～29m/s

と概ね同様の規模を示し、初期回転角（初期条件）の設定内容が物理的な物性と同程度に解析結果に影響することを示している。

落石実験データに関する再現解析では、解析結果の落石軌跡が落石実験データから求めた包絡線内に概ね収まるように解析パラメータを逆解析したのち、落石の初期姿勢を変えた解析を行って解析結果と実験結果を比較している（図 4.3.14）。解析結果から、落石跳躍高と落下速度（線速度）の頻度分布は実験結果の頻度分布に概ね合致し、落石の初期条件（姿勢）を変化させた解析によって落石実験における落石挙動のばらつきを概ね表すことができる」と報告している。さらに DDA 解析を落石崩壊解析に適用する際の課題として下記を指摘している。

1)立木等との接触によるエネルギー減衰の定量的な評価

2)モンテカルロシミュレーション等による不確実性の解析への組み込み

- 3) 落石形状等の複雑性の解析への組み込み
- 4) 数値解析手法の3次元化
- 5) データの蓄積と解析パラメータ設定のための事例データの蓄積
- 6) シミュレーションの高度化に対応させた実験の必要性

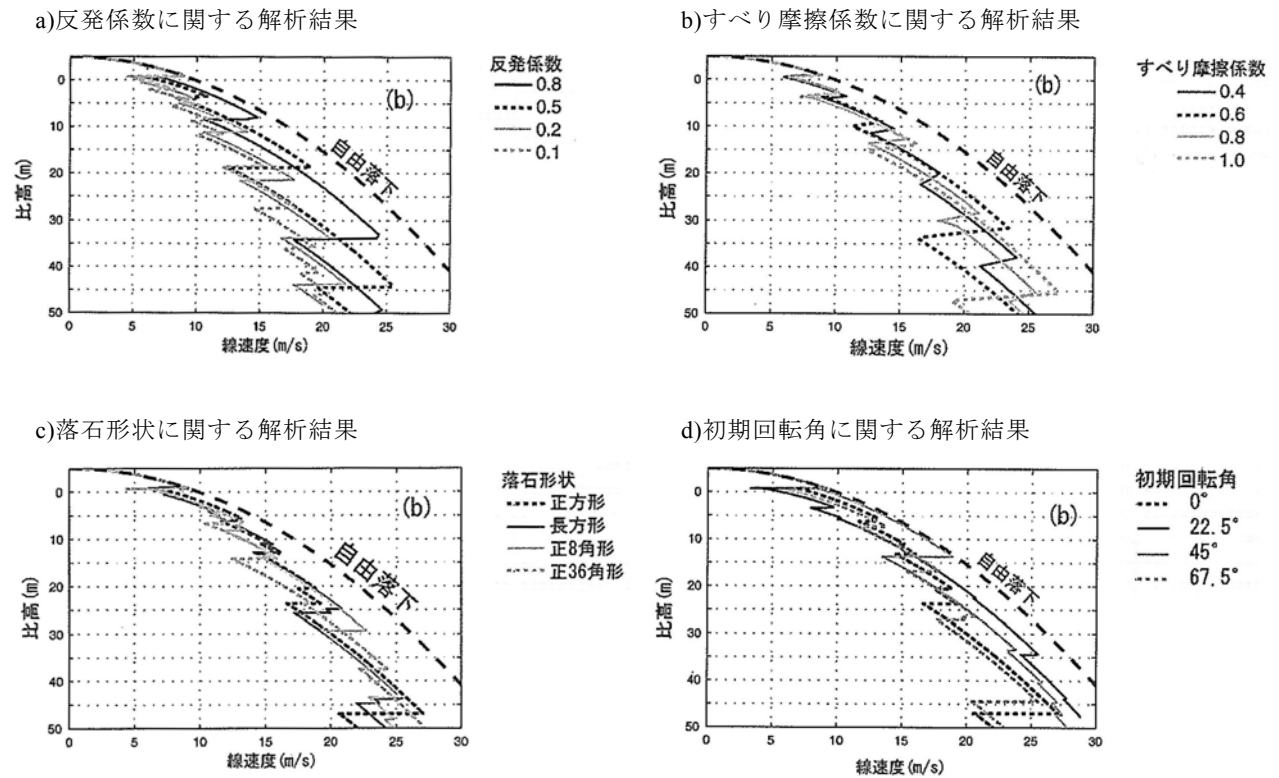
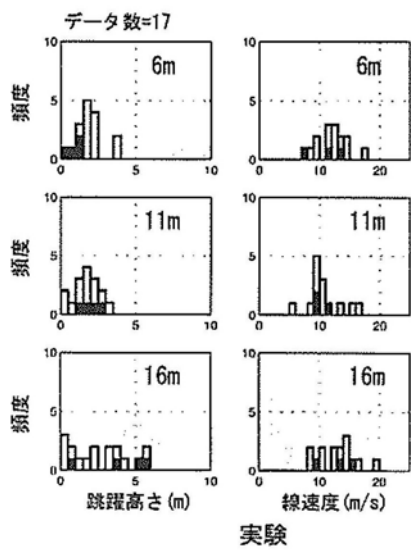
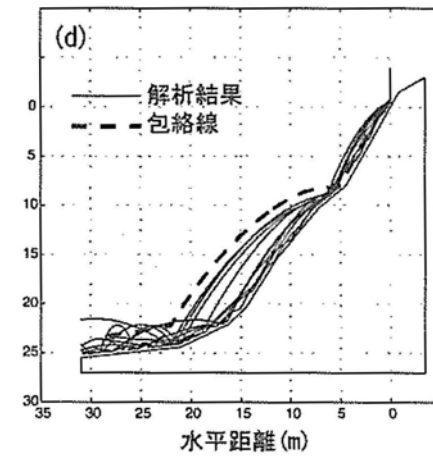
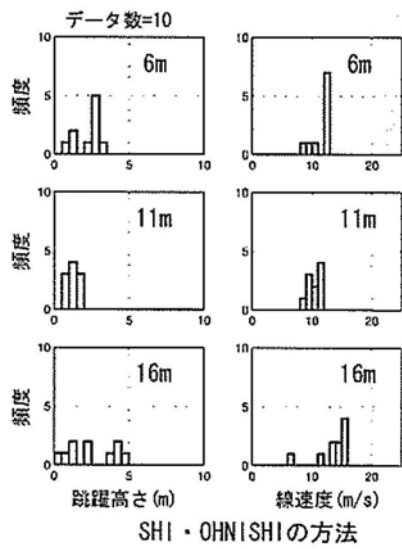
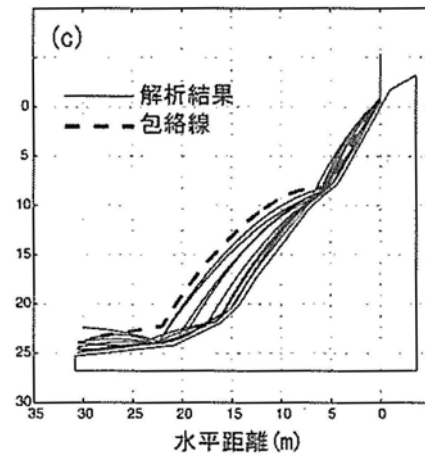
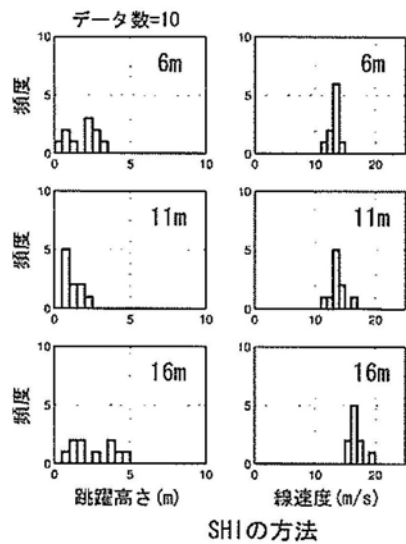


図 4.3.13 感度解析結果例¹³⁾



※
塗りつぶしは
解析に用いた
包絡線の頻度
分布

図 4.3.14 既存落石実験と DDA 解析結果¹³⁾

3.5 崩壊挙動解析における技術的課題

岩盤斜面崩壊に関する DDA の適用状況（現状）を表 3.5.1 に模式的に示す。

岩盤の斜面崩壊を崩落岩塊の安定度から観点から整理すると、安定状態にある岩塊が地震動等の誘因に関連して不安定な状態に達して斜面下方に移動し、斜面末端の平坦地等で停止して再び安定な状態となって停止する運動と捉えられる。これを物理的な変形過程に対応付けると、崩落岩塊が停止している状態は静的な変形過程として、岩塊が崩落する状態は回転や衝突等の運動を主体とする大変形過程としてそれぞれ位置づけられる。また、実際の岩盤斜面では地震動によって亀裂開口等の変状を生じても崩落には至らない場合があり、このような大変形と静的変形との中間的な段階は微小変形過程として捉えられる。

崩壊挙動解析に関する DDA の既存適用事例を、崩壊解析の変形過程に対応付けて整理すると、呉(2002)、日本道路協会(2002)、Hatzor&Feintuch(2001)等の検討は静的な変形過程や、明らかに崩落等が生ずる（生じている）条件下での大変形過程に関する検討と位置づけられる。これに対し微小変形過程、特に崩壊開始段階の挙動予測に関する適用検討が現状では限られている。崩壊発生段階に関する挙動解析は、地震動等の誘因による崩壊発生率の評価に係わるものであり、微小変形過程に関する DDA の適用性の評価と、解析手順の構築が崩壊挙動解析の高度化において重要と考えられる。

一方、DDA による大変形過程の解析については、既存検討事例によって具体的な課題が明らかとなっている。日本道路協会(2002)はこのような技術的課題として、1)実現象で生ずるエネルギー減衰や複雑性（不確実性）の解析への組み込み、2)解析手法の三次元化、3)解析手法に対応付けた落石実験等を指摘している。これらのうち 1)及び 2)の技術課題は、斜面崩壊の影響度評価を直接左右するものであり、実現象におけるエネルギー減衰や複雑性を考慮した解析モデル・解析手順の改良が崩壊挙動解析の高度化において重要と考えられる。

以上の点から、本研究では DDA の崩壊挙動解析について

- ・崩壊発生段階（微小変形過程）に関する解析内容の高度化
- ・崩落段階（大変形過程）に関する解析内容の高度化

に取り組む。なお、高度化を検討する崩壊現象として、既存の検討状況を踏まえ前者に関しては地震時崩壊について、後者に関しては落石崩壊についてそれぞれ検討する。

表 3.5.1 岩盤崩壊と不連続変形法の適用状況（現状）

斜面崩壊の 模式概念図					
崩落岩塊の状態	安定		不安定		安定
崩落挙動の 変形過程	静的変形	微小変形	大変形	微小変形	静的変形
代表的な DDA 適用事例	呉(2002) : 角柱集合体 変形解析	検討事例が 限られる	呉(2002) : 転倒・すべり・衝突運動 の解析 日本道路協会(2002) : 落石実験事例解析		呉(2002) : 角柱集合体 変形解析

3.6 第3章のまとめ

第3章では不連続変形法（DDA）の基本的な解析モデル及び斜面崩壊解析に係わる既存検討事例を整理し、斜面崩壊挙動解析に関する DDA の適用事例などの現状を把握した。DDA は単純な数学モデル等によって大変形問題への適用性が確認されているが、実際の崩壊現象への適用では植生などによるエネルギー減衰や解析パラメータの複雑性の取り扱いが技術的な課題となっていることを把握した。また、微小変形過程（動的）に対する DDA の適用性については検討事例が限られ、DDA の適用性等について明らかになっていない段階にあることを把握した。以上の点から、本研究の研究課題（研究対象）として下記を設定した。

- ・崩落段階（大変形過程）に関する解析内容の高度化（落石崩壊）
- ・崩壊発生段階（微小変形過程）に関する解析内容の高度化（地震時崩壊）

(3 章参考文献)

- 1) Shi, G.H. and Goodman, R.E. : Discontinuous Deformation Analysis , 25th. U.S.Symposium on Rock Mechanics,p.269-277,1984
- 2) Shi, G. H. : Manifold method of material analysis ,Trans. 9th Army Conf. on Appl. Math. and Comp., Rep. No. 92-1. U.S. Army Res. Office,1991
- 3) 佐々木猛, 大西有三, 吉中龍之進: 不連続変形法(DDA)とその岩盤工学への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, p.11-20, 1994.
- 4) 呉建宏: 不連続変形法を用いた亀裂性岩盤の数値解析手法に関する研究、京都大学大学院博士論文, 2004
- 5) 坂田英一, 西村毅, 小林茂雄, 中川浩二: 不連続変形法 (DDA) による鉄筋コンクリート構造物発破解体時における倒壊挙動のシミュレーション,土木学会論文集,No.522/IV-28, p.77-86,1995
- 6) 石川達也, 大西有三: 道床バラストの繰返し変形挙動に対する不連続変形法 (DDA) の適用, 土木学会論文集, No.589/III-42, p.205-217, 1998
- 7) 石川達也, 大西有三, 堀池高広: 不連続変形法 (DDA) による道床バラスト部繰返し塑性変形機構の検討, 土木学会論文集, No.645/III-50, p.15-28, 2000
- 8) 大津宏康, 大西有三, 西山哲, 竹山雄一郎: 岩盤崩落による社会経済的損失を考慮したリスク評価に関する研究, 土木学会論文集, No.708/III-59, p. 87-198, 2002
- 9) 大津宏康, 大西有三, 伊藤利和, 竹山雄一郎, 西山哲: 不連続面の空間分布特性に着目した斜面崩壊に伴う社会的損失推定, 土木学会論文集, No.736/III-63, p. 231-248, 2003
- 10) Ohnishi Y., Yamamukai K., Chen G-Q.: Application pf DDA in rock fall analysis, Proc. of the 2nd North America Rock Mechanics Symposium, pp.2031-2037, 1996.
- 11) 佐々木勝司、佐々木猛、萩原育夫、吉中龍之進: 不連続変形法を用いた落石シミュレーションの基礎的研究、応用地質学会講演論文集、pp.371-374, 2002.10
- 12) 陳光齊, 善功企: 不連続変形法 DDA による斜面崩壊の数値シミュレーション, 斜面災害における予知と対策技術の最前線に関するシンポジウム論文集, Vol.29, p.191-196, 2007
- 13) 日本道路協会: 落石対策便覧に関する参考資料, 丸善, p.422, 2002
- 14) Hatzor, Y.H. and Feintuch, A. : The validity of dynamic block displacement prediction using DDA,Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Vol.38, p.599-606, 2001
- 15) Hoek, E. and Bray J. : Rock slope engineering,p.309,1977

第4章 落石崩壊に関する不連続変形法の改良と適用

落石崩壊は岩盤斜面崩壊の中でもっとも多発する現象であり、これまでに種々の解析手法が提案されているが、植生などによるエネルギーの減衰や形状などの複雑性・多様性を如何に解析に反映させるかが技術的な課題となっている。4章ではこれらの技術課題に対する不連続変形法（DDA）の改良を検討し、落石崩壊の挙動解析並びにハザード評価に供する解析手法を開発する。

4.1 崩落現象と挙動予測

(1) 既存落石実験におけるエネルギー減衰

一般に、球形に近い岩塊が硬質で急な斜面を崩落する場合ほど落下速度が大きいと考えられ、逆に不定形な形状の岩塊が軟質で緩傾斜の斜面を崩落する場合ほど落下速度は小さいと想定される。既存の落石実験においても、落石と斜面の性状に対応して落石エネルギー（落石速度）が変化することが報告されており、日本道路協会(2000)は、このような落石実験データをもとに次式によって落石の崩落速度の上限値を推定する方法を示している（図 4.1.1.）。

$$V = \sqrt{2g \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) H} \quad (4.1.1)$$

$$\alpha = \sqrt{1 - \frac{\mu}{\tan \theta}} \quad (4.1.2)$$

ここに、 V ：落下速度、 g ：重力加速度、 μ ：等価摩擦係数、 θ ：斜面勾配、 H ：落下高さ、 α ：残存係数である。式 4.1.1 は崩落岩塊の位置エネルギーに斜面条件によるエネルギー減衰効果を考慮して岩塊の崩落速度を予測するものであり、式 4.1.1 の等価摩擦係数は現地条件に関連したエネルギー減衰に対応する係数ととらえることができる。日本道路協会(2000)は落石実験結果から等価摩擦係数と斜面条件との関係を分析し、斜面条件に基づいた等価摩擦係数の設計基準を導入している（図 4.1.2）。等価摩擦係数に関連する具体的な現地条件としては、落石の形状、斜面の地質・表面の凹凸・立木の有無があげられており、これらが落石エネルギーの減衰に係わる主要因と位置づけられる。

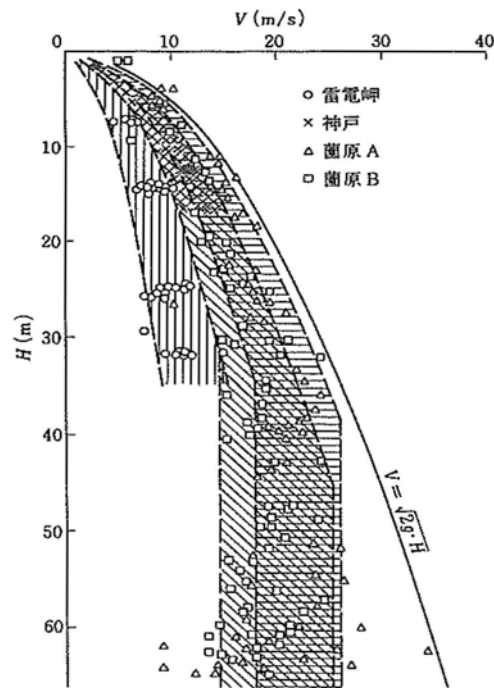
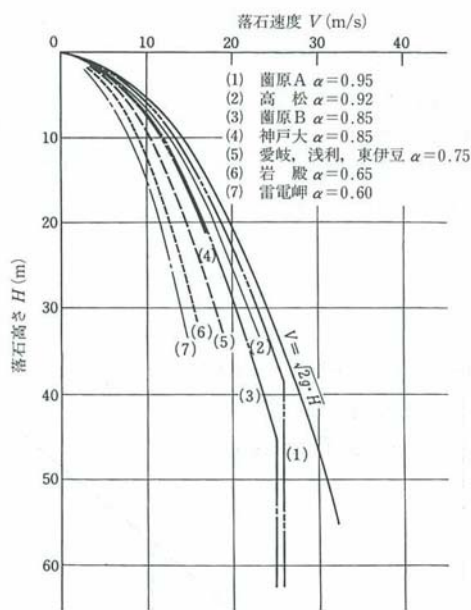


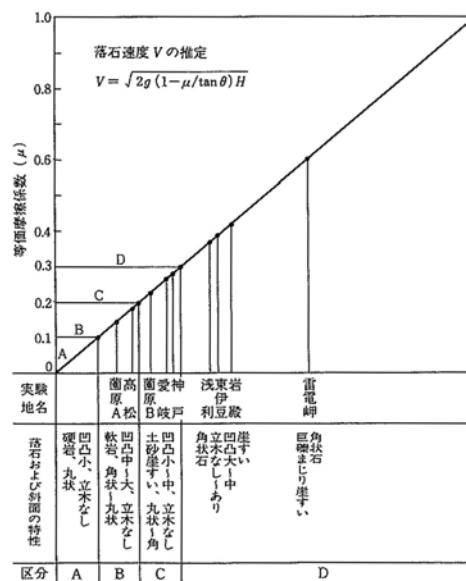
図 4.1.1 落石実験の落下速度¹⁾

残存係数の実験値				
実験地点	残存係数 (α)	落石形状	斜 面 の 性 質	斜面の勾配 (θ)
園 原 A	0.95	角〜丸	軟岩, 凹凸大, 立木なし	55°
高 松	0.92	角〜丸	軟岩, 凹凸小, 立木なし	52°
園 原 B	0.85	角〜丸	土砂崖, 凹凸小, 立木なし	40°
神 戸	0.85	円柱	土砂, 凹凸小, 立木なし	45°
愛 岐	0.75	角〜丸	崖, 凹凸中〜小, 立木なし	32°
浅 利	0.75	角	崖, 凹凸大〜中, 立木あり	40°
東 伊 豆	0.75	"	" " " "	42°
岩 殿	0.65	"	" " " "	36°
雷 電 岬	0.60	"	巨礫まじり崖, 凹凸大, 立木なし	43°

斜面の種類と等価摩擦係数 μ の値 (参考文献 1) を一部修正			
区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の範囲
A	硬岩、丸状：凹凸小、立木なし	0.05	0～0.1
B	軟岩、丸状～角状：凹凸中～大、立木なし	0.15	0.11～0.2
C	土砂・崖、丸状～角状：凹凸小～中、立木なし	0.25	0.21～0.3
D	土砂・崖、丸状～角状：凹凸中～大、立木なし～あり	0.35	0.31～



速度分布の上限値の比較 (参考文献 1) に一部追加



斜面の種類と等価摩擦係数 (参考文献 1) を一部修正

図 4.1.2 落石実験と等価摩擦係数¹⁾

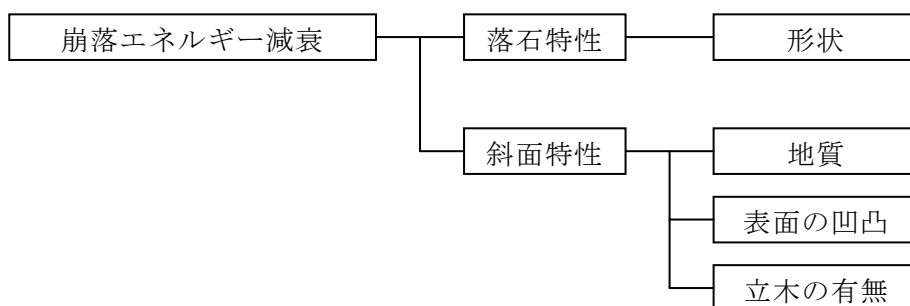


図 4.1.3 崩落エネルギー減衰と現地条件

(2)植生斜面における落石エネルギー減衰（落石実験）

既存の落石実験は主として裸地斜面での落石を対象としたものであり、植生斜面内における落石の挙動を把握することを目的して現場落石実験を実施した結果を以下に示す。

a)実験の概要

落石実験サイトは、傾斜角度 40～50 度の比高=約 100m の斜面で、概ね胸高 φ 20cm 前後の立木と笹などの植生に覆われた斜面である。斜面の地山を構成する岩盤は古生代の硬質な堆積岩類によって構成されるが、表地表部は概ね表土や崖錐堆積物に覆われており、局所的に岩盤が露出している。なお、落石実験の落石落下経路沿いの斜面は、やや緩やかな沢状地形をなすが、概ね平坦である。

実験では、球形（直径 40cm）と立方体（辺長 40cm）の模擬落石を斜面最上部から投下し、落下経路沿いにビデオカメラを配置して落石挙動を記録し、落下経路と落下速度を解析した。

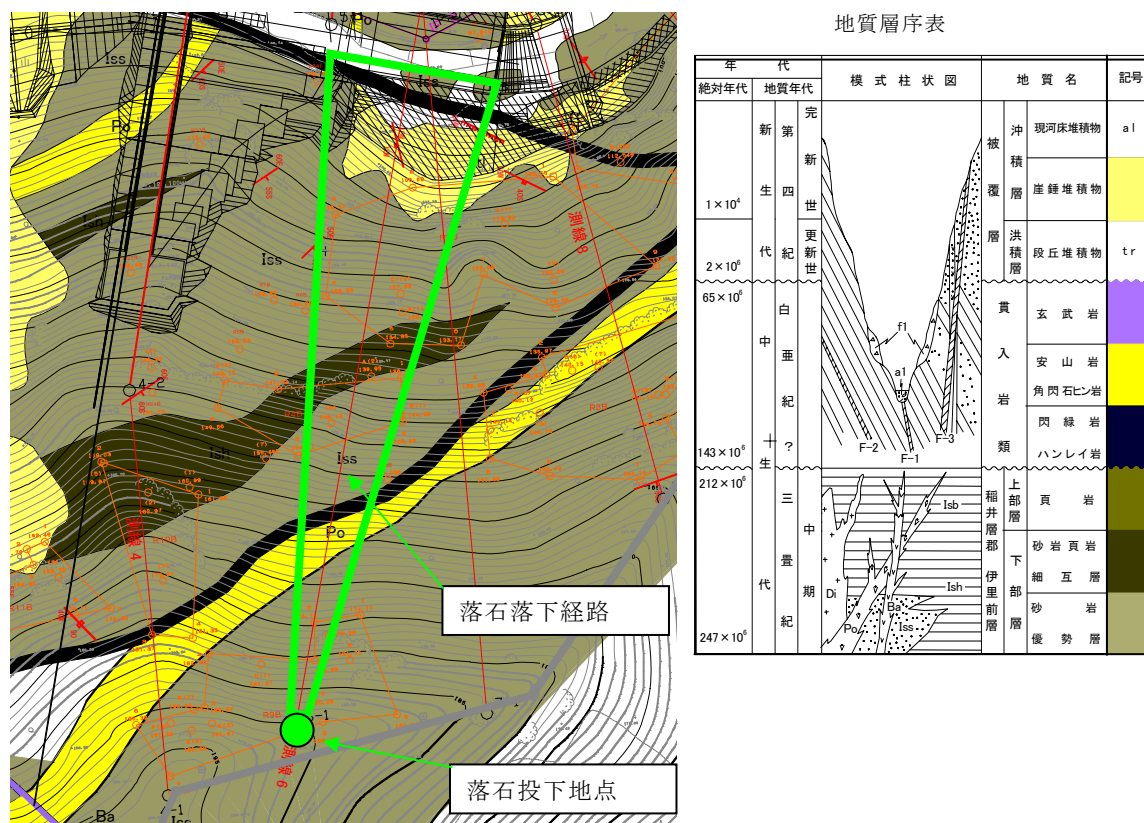


図 4.1.4 落石実験サイトの地質平面図

実験サイト全景



斜面状況



模擬落石（球形）



模擬落石（立方体）



写真 4.1.1 落石実験状況

（撮影画像）



（軌跡解析例）

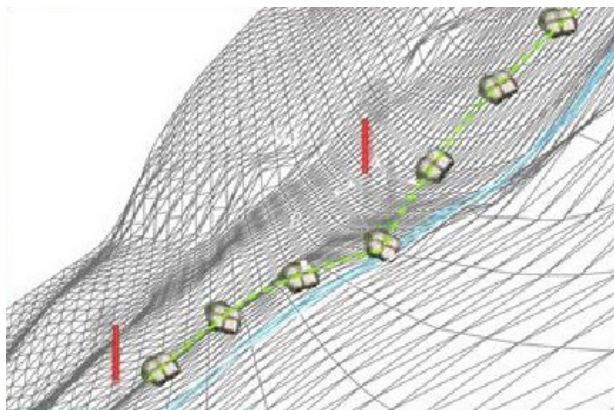


図 4.1.5 落石実験データ例

b)実験結果

実験結果の集計結果のうち、跳躍時の落石の速度比を図 4.1.6 に、落下速度分布を図 4.1.7 に、落下経路を図 4.1.8 に示す。

実験結果から得られる落石のエネルギー減衰に関する知見を以下に整理する。

- 1)落石の跳躍時の速度比は 0.5～1.0 程度を示し、既存落石実験¹⁾で報告された崖錐斜面上の落石実験結果と概ね同程度の値を示した。
- 2)落石の落下速度は経験測による評価式¹⁾に比べて総体的に小さな値を示し、実験結果の速度分布の上限は、等価摩擦係数=0.55 程度とした場合の経験測による評価結果に概ね合致した。
- 3)実験サイトの斜面条件は、立木条件を除けば等価摩擦係数=0.25 程度の条件に合致しており、立木の有無は等価摩擦係数に対して 0.3 程度の差違を生じたと捉えられた。
- 4)落石形状に関しては、球形のものほど落下速度が大きくなる傾向及び落下経路の平面拡がりが大きくなる傾向が若干認められた。

現場落石実験結果から、立木等との接触による落石エネルギーの減衰は明らかであり、このようなエネルギー減衰を解析に組み込むことが実際の落石崩壊挙動を予測する上で重要である。

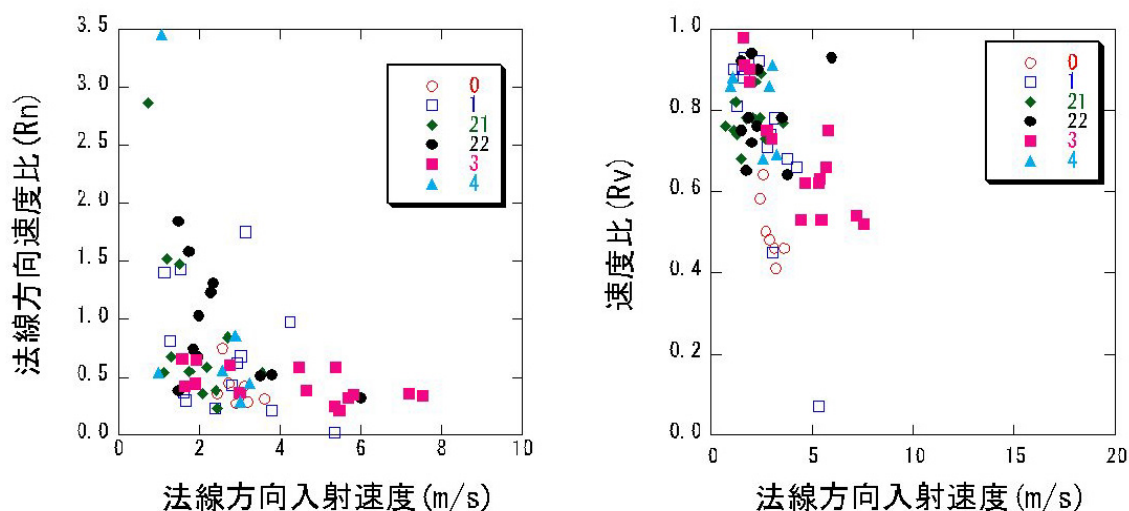
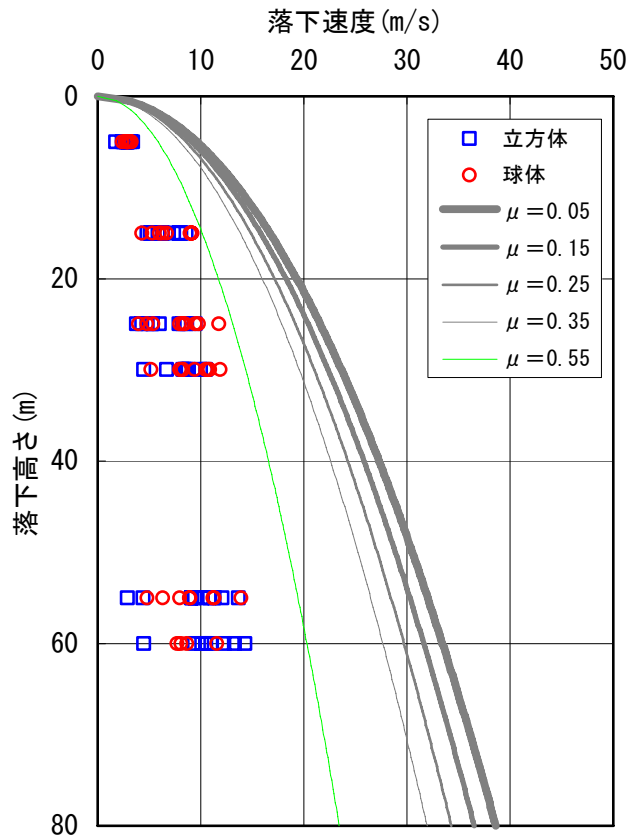


図 4.1.6 跳躍前後の落石の速度比



経験則による落下速度の評価式¹⁾

μ	落石及び斜面の性状
0.05	硬岩、丸状 凹凸小、立木なし
0.15	軟岩、丸～角状 凹凸中～大、立木なし
0.25	土砂・崖錐、丸～角状 凹凸小～中、立木なし
0.35	崖錐・巨礫混じり崖錐、角状 凹凸中～大、立木なし～あり

$$V = \sqrt{2g \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) H}$$

V : 落下速度

g : 重力加速度

μ : 等価摩擦係数

θ : 斜面の傾斜角

H : 落下高さ

図 4.1.7 落石実験データと経験式による落下速度

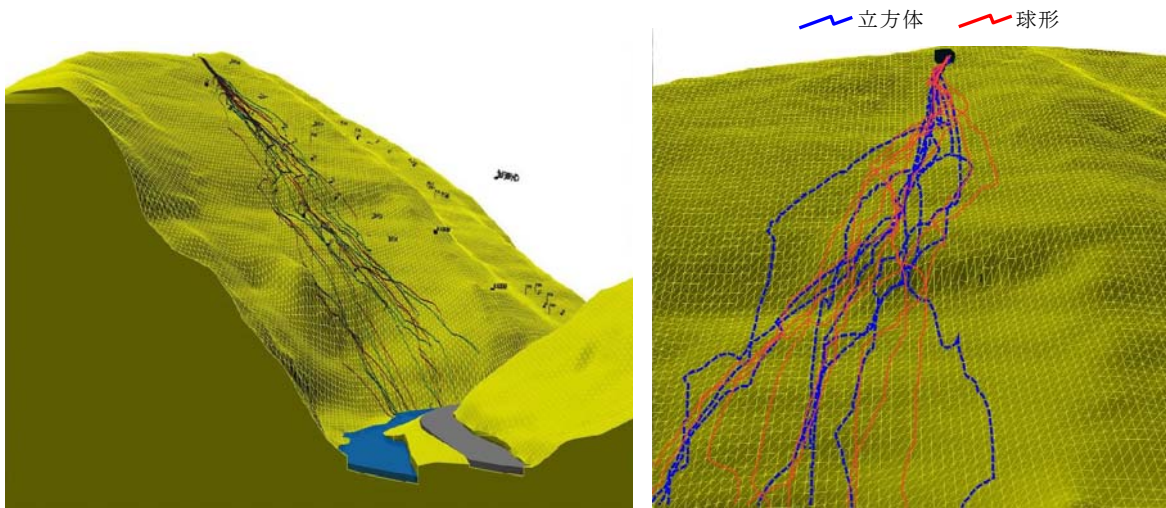


図 4.1.8 模擬落石の落下経路

4.2 崩落現象に係わるエネルギー減衰効果の組み込み

(1)概 要

前章で明らかにした崩落岩塊のエネルギー減衰に関連した要因について、不連続変形法への組み込み方法を示す。エネルギー減衰に関する主要因のうち、斜面の地質状況や立木の有無等によるエネルギー減衰は、従来の方法と同様に物性パラメータとして解析に組み込む。一方、落石形状や斜面表面の凹凸については、DDA では形状を直接定義することによって解析に反映される（表 4.2.1）。

表 4.2.1 落石崩落解析におけるエネルギー減衰効果に関する解析パラメータ²⁾をもとに作成

エネルギー減衰の主要因		不連続変形法 (本研究)	従来の方法 (右城らの方法)
区分	項目		
物性 パラメータ	斜面の地質	接触時速度減衰比	反発係数
	立木の有無	粘性係数（粘性抵抗）	乱数による速度減衰
形状 パラメータ	落石の形状	形状を直接定義して 解析反映	乱数による 射出方向変化
	斜面表面の凹凸	同上	乱数による 接触抗力方向変化

(2)接触時エネルギー減衰比

ブロックの衝突過程における接触部の塑性変形や破壊に伴うエネルギー消費（損失）について、接触時の速度エネルギー減衰比を導入してモデル化する³⁾。

$$\gamma = V_{out}^2 / V_{in}^2 \quad (4.2.1)$$

ここに、 γ ：接触時エネルギー減衰比、 V_{out} ：接触後速度、 V_{in} ：接触前速度である。

ブロック間の接触時に生じる変形・破壊は、数値モデルによって厳密に再現することは困難であり、上記の速度エネルギー比は工学的な解析パラメータとして捉えられる。また、接触時速度エネルギー減衰比は、主としてブロック接触面の状況によって変化するパラメータとして捉え、既存の落石実験において観察されている反発係数に対応したパラメータとして位置付けられる。接触時エネルギー減衰比は、DDA の定式化においては、式(3.35)の慣性力マトリックスに次式によって組み込まれ、それぞれの速度成分が変換される。

$$[V'_0] = \sqrt{r}[V_0] \quad (4.2.2)$$

接触時エネルギー減衰比は、従来の解析手法と同様に斜面表面の地質状況に対応させて設定することが可能である。既存落石実験では反発係数の概念で接触時のエネルギー減衰の程度が把握されており、下記の変換によって既存落石実験データをもとに設定することができる。

$$\gamma = e^2 \quad (4.2.3)$$

ここに e ：反発係数である。

表 4.2.1 既存資料による斜面の地質と速度比²⁾

	法線方向速度比	ころがり摩擦係数	
		落石サイズ 0.3m ³	落石サイズ 1.2m ³
岩（石灰岩）	0.75 - 0.90	0.40 - 0.45	0.40
角のある岩屑＋締まった土砂 （礫と大礫・径<20cm）	0.55 - 0.60	0.50 - 0.60	0.40
角のある岩屑＋軟らかい土砂	0.35 - 0.45	0.70 - 0.80	0.60 - 0.70
角のある岩片（20～40cm）を 含む中位の角のある岩屑	0.45 - 0.50	0.60 - 0.70	0.50 - 0.60
まばらな立木を伴う中位岩屑	0.40 - 0.50	0.70 - 1.00	
角のある岩片（40～120cm）を 含む粗い角のある岩屑	0.55 - 0.70	0.65 - 1.20	0.60 - 0.80
草または草木がある土砂	0.50 - 0.60	0.55 - 0.65	0.45 - 0.50
泥質な溝	<0.20	0.85	
人為的に締め固めた平坦な地盤	0.50 - 0.65	0.50 - 0.65	
道路	0.75	0.40 - 0.45	

(3)粘性抵抗

崩落岩塊の落下過程における立木等との接触によるエネルギー減衰については、粘性抵抗を導入してモデル化する³⁾。

$$C = \eta M \quad (4.1.3)$$

ここに、 C ：減衰マトリックス C は、 η ：粘性係数、 M ：質量マトリックスである。粘性係数 η は変位速度と質量に比例し、物理的にはブロックの飛翔・衝突等の大変形過程を通じて生ずる運動エネルギーの減衰を表す係数として位置付けられる。実際の岩盤ブロックの崩壊挙動解析を行う場合、岩盤ブロックは斜面上の植生等の岩盤以外の物体からの抵抗によって運動エネルギー減衰が生じ、粘性係数はこのようなエネルギー減衰に対応した工学的なパラメータとして捉えられる。

粘性係数は落石斜面の植生程度によって変化するパラメータとして位置付けられ、落石実験等を実施して、植生密度と落下速度等の対応関係を把握することによって設定可能な解析パラメータである。

(4)落石形状・斜面表面の凹凸

DDA では、落石や斜面形状をブロックモデルとして定義するため形状の特徴が解析結果に直接に反映・組み込まれることから、基本的にはエネルギー減衰に対して特別な解析パラメータを導入する必要性はない。一方、解析ケースの設定等においては、現地の形状特性を的確に把握して解析ケースに設定することが要求される。特に落石形状については、落石崩落の原因となる浮き石や転石が斜面上に多量に分布する場合が多く、これらの落石発生源から解析対象を的確に抽出することが重要となる。落石形状について丸型・角型等の類型化によって設定する方法が一般的であり、解析者技術者の主観や習熟度等に起因した解析誤差が生ずる可能性が残されている。落石形状パラメータの設定において、落石挙動に対応した定量的な形状指標を導入することができれば、形状指標を基準とした体系的な解析ケースの設定や解析技術者の主観等に起因した解析誤差の低減において有用と考えられる。

4.3 落石形状指標の導入と感度解析

DDA では、落石や斜面形状をブロックモデルとして定義するため形状の特徴が解析結果に直接に反映・組み込まれるが、落石形状は崩落エネルギー減衰に係わる条件の一つであり形状の不連続変形法の解析結果に大きく影響する。落石形状の特性を的確に挙動解析に反映させることを目的として、形状特性に関する形状指標の導入と感度解析を行った結果を以下に示す。

(1)DDA における形状効果の概要

単純なブロック衝突モデルを用いて、物性パラメータと形状パラメータの解析結果に対する影響を把握した結果⁴⁾を示す。

図 4.3.1 に解析モデルを示す。解析は、斜面を模したブロックに正八角形のブロックが自由落下して接触するモデルについて、各ブロックのヤング率、接触剛性、落石姿勢及び斜面の傾斜角を変化させて実施し、接触前後の速度比、回転運動について影響度を検証したものである。

図 4.3.2 及び表 4.3.1 に解析結果を示す。解析結果から接触時の線速度・回転速度変化はブロック間の姿勢に大きく影響を受け、ブロックの姿勢（形状）を変化させた際の速度比の変動幅は、物性パラメータの約 4 倍程度を示し、ブロック間姿勢（ブロック形状）が解析結果に大きく影響することが確認され、形状パラメータの解析結果に対する影響は物性パラメータと同程度以上である。

データ項目	設定した範囲
ヤング率 (崖錐) [kN/m ²]	1,000~10,000
" (落石) [kN/m ²]	1,000,000~10,000,000
剛体バネ定数 [kN/m]	1,000,000~5,000,000

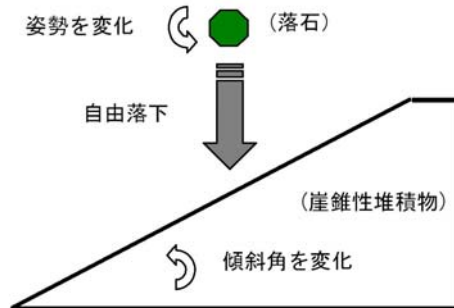


図 4.3.1 感度解析モデル⁴⁾

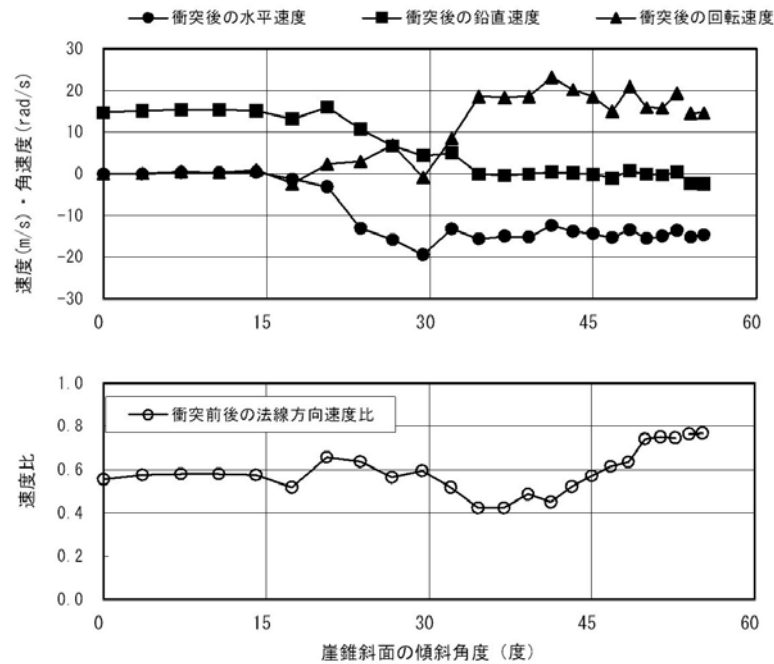


図 4.3.2 形状（接触姿勢）に関する解析結果例⁴⁾

表 4.3.1 感度解析結果⁴⁾

データ項目	衝突前後の法線方向速度比 変動巾
ヤング率 剛体バネ定数	0.1程度
落石・斜面の姿勢	0.4程度

(2)落石に関する形状指標

落石シミュレーション等の従来の方法で用いられている、「丸型」・「角型」等の類型化による形状区分方法は直感的で理解しやすい反面、解析技術者の主観によって解析結果が左右される可能性がある。

土質工学分野では、土質材料の力学挙動解析において土粒子の形状特性に着目した検討が行われている。土粒子の形状指標は、a)平均的な粒形、b)より詳細な凸凹、c)微視的な表面構造に関する指標に分類され、力学的な挙動評価では粒子表面の性状に関連した b)～c)の形状指標の有効性が指摘されている^{5,6)}。土質材料の力学挙動解析と落石シミュレーションでは対象とする地盤材料の規模等が異なり、跳躍時の落石挙動には接触点である落石凸部の位置関係が大きく影響すると想定され、a)の平均的な形状指標が落石崩落挙動と関連する指標として期待される。a)の具体的な形状指標としてはアスペクト比と円形度があるが⁶⁾、これらを落石（岩塊）の形状特性評価に導入した検討事例は限られる⁷⁾。

また、落石シミュレーションでは目視観察を主体とした現地踏査結果に基づいて形状パラメータが設定される点が作業上の特徴としてあげられる。落石が想定される斜面では、斜面勾配や安全性の確保等のために調査方法が制限される場合が多く、落石形状の把握においては調査技術者の直感的な判断がある程度介在する。このため、落石形状特性の指標には、観察者の直感的な判断と整合的であることが望まれる。幾何学形状に関する画像認識の分野では、観察者の印象に対応する形状指標として円形度等とともに情報理論に基づく形状エントロピーの概念が導入されており、落石の形状特性を表す指標として有効性が期待される。情報理論に基づくエントロピー $H(x)$ は次式によって表され、対象とする事象 x を N 個の排反する事象に分割した場合の確率分布の不確実さを示す平均的な尺度とされる⁸⁾。

$$H(x) = -\sum_{i=1}^N p_i(x) \log_2 p_i(x) \quad (4.2.1)$$

ここに $p_i(x)$: 分割した事象の確率である。情報理論に基づくエントロピーは、ある事象の発生確率が1となって特定の事象の発生が確実な場合に最小値(0)を示し、各事象の発生確率が等しく最も不確実(複雑)な場合に最大値($\log_2 N$)となる。形状の複雑さに関する情報エントロピーとしては、輪郭線－重心距離、輪郭線の曲率等の確率分布に式(4.2.1)を適用して導入されている⁹⁾。

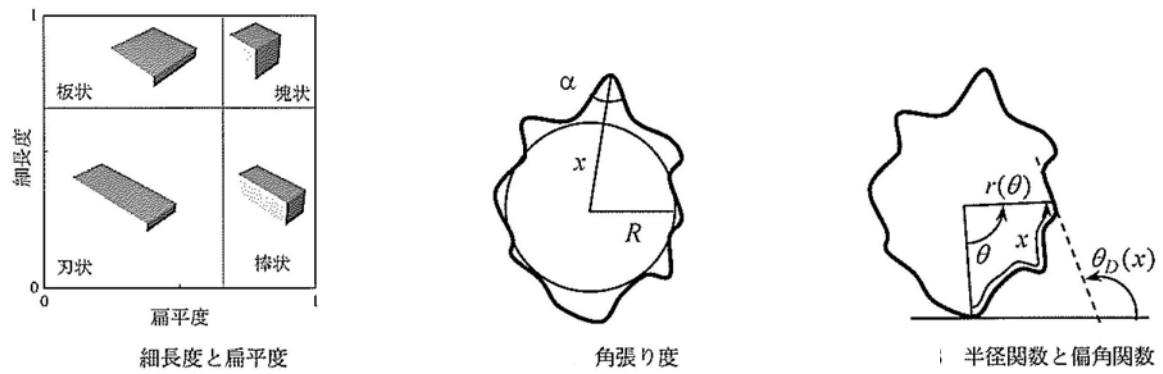


図 4.3.3 土質工学分野における土粒子の形状指標の例⁷⁾

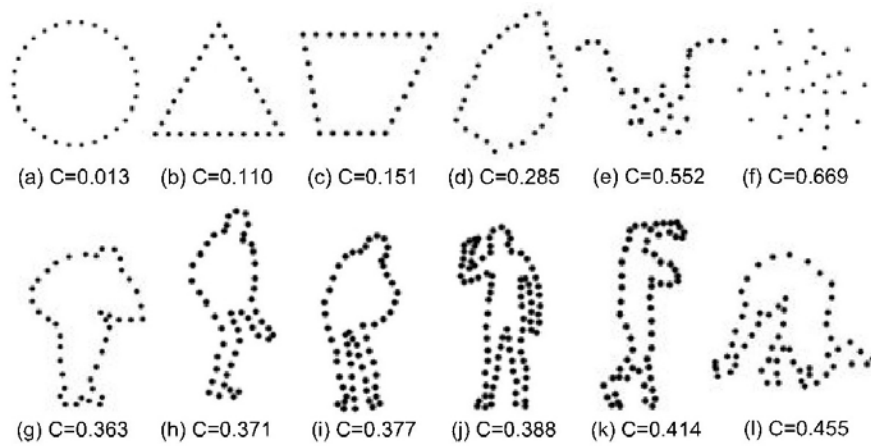


図 4.3.4 形状エントロピーの例⁹⁾

C:形状に関する情報エントロピー

複雑な図形ほど C は大きな値を示す

(3)形状指標の導入と算出方法

a)アスペクト比

アスペクト比 C_L は次式によって定義し、多角形ブロックの内径が最大となる方向を長軸に設定し、これと直行する方向で内径が最大となる位置で短軸長を求めて算出する。アスペクト比は真円のとき 1 を示し、不定形（扁平）な形状ほど 0 に近づく。

$$C_L = L_s / L_L \quad (4.2.3)$$

ここに、 L_s ：短軸長、 L_L ：長軸長である。

b)円形度

円形度 C_R は次式によって定義し、多角形ブロックの面積および周長から算出する。円形度 C_R は 1 の補数として表し、真円では 0 を示し不定型な形状ほど 1 に近づく。

$$C_R = 1 - 4\pi A / L^2 \quad (4.2.2)$$

ここに、 A ：面積、 L ：周長である。

c)形状エントロピー

画像認識分野における画像輪郭線の形状エントロピーとしては頂点-重心間距離、頂点における曲率を変数とするものがある。DDA による落石シミュレーションでは比較的単純な多角形で落石形状が表現されることから、それぞれ下記のように定義する。

- ・ 重心距離比 x_D ：輪郭線と重心との距離を最大値で除したもの ($x_D=0\sim 1$)
- ・ 曲率 x_C ：重心方向と輪郭線との交差角 ($x_C=0\sim 180^\circ$)

具体的な算出方法としては、重心を中心として 0.5° 刻みで 360° 方向で輪郭線位置を抽出し、上記変数の頻度分布（分割数 $N=28$ ）からエントロピーを算出し、さらに最大値 ($\log_2 N=8$) で除して正規化した。各エントロピーは真円では重心距離比・曲率とも一定となって 0 を示し、不定型な多角形ほど 1 に近づく。

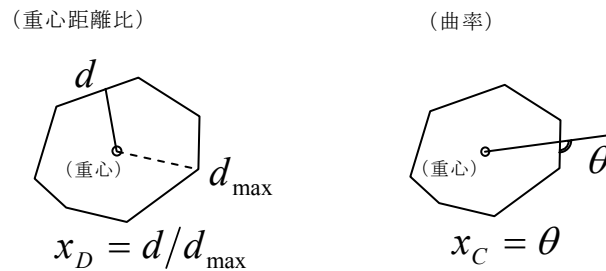


図 4.3.5 形状エントロピー概念図

(4)感度解析の落石形状モデル

感度解析に用いる落石形状を図 4.3.6 に示す。落石形状は正多角形（系列 A）、楕円・長方形（系列 B）及び過去の落石事例における形状（系列 C・角形～丸みを帯びた角形の 3 種）とし、面積はいずれも 1m^2 とした。落石の形状特性は跳躍運動（射出方向の多様化等）に対して大きく影響するものと考え、すべり運動等が卓越すると想定される極端に扁平な形状は今回の検討から除外した。

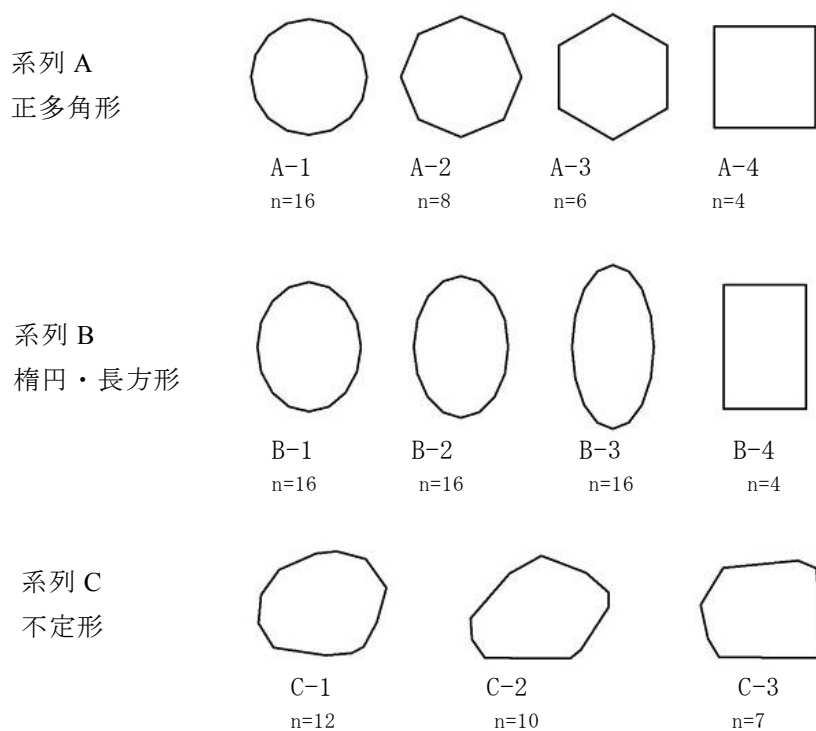


図 4.3.6 形状指標に関する検討モデル

検討対象とした落石形状の指標算出結果を図 4.3.7 に示す。円形度を基準にして各指標を比較すると、曲率エントロピー $H(x_C)$ は全体的には円形度との対応関係が認められたが、重心距離比エントロピー $H(x_D)$ では正多角形とその他の多角形とで対応関係に差が認められた。また、アスペクト比(C_L)については、円形度との対応関係は不明確で、負の相関傾向が若干認められた。

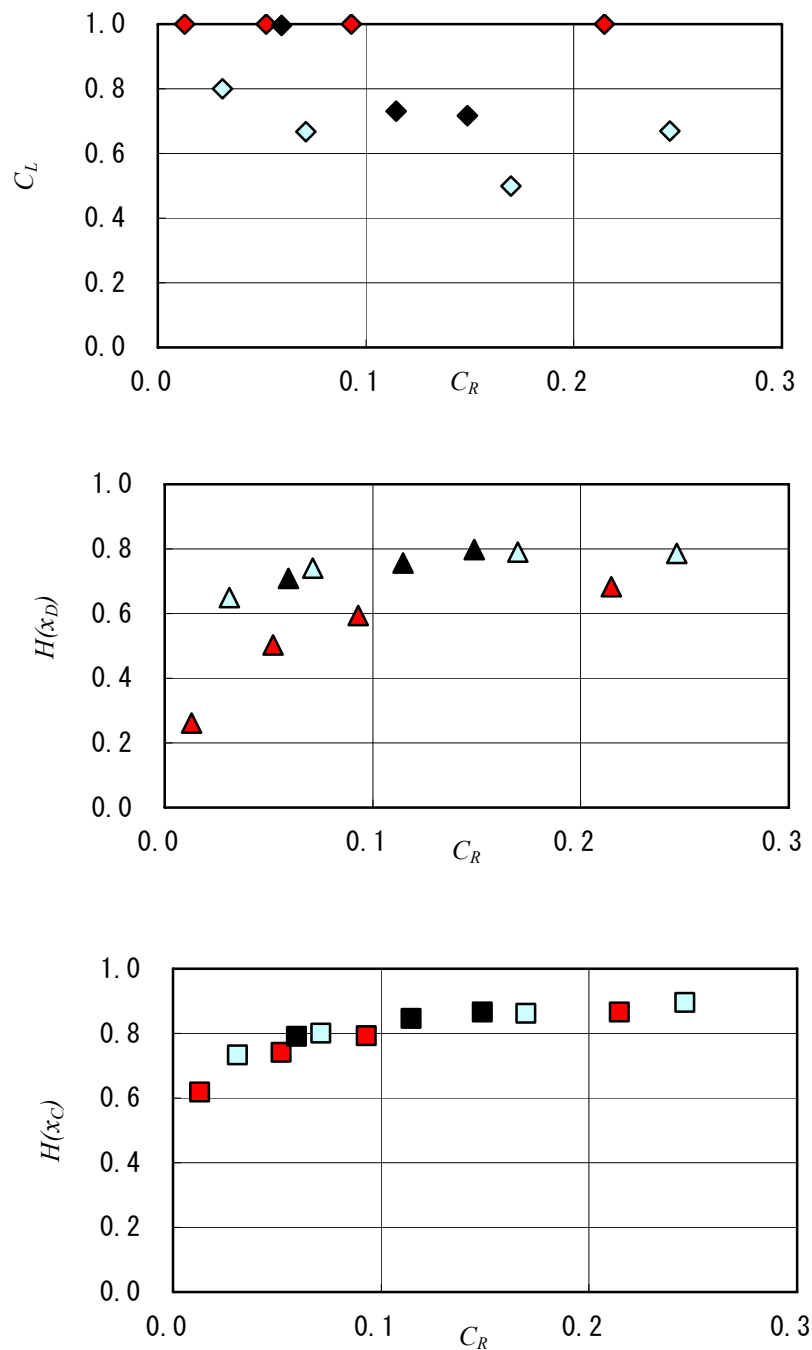


図 4.3.7 検証モデルの形状指標 (赤：系列 A、青：系列 B、黒：系列 C)

(5)単一衝突過程における形状効果

図 4.3.8 に示す単一衝突モデルを検証モデルとして、衝突ブロックの形状効果を検証した結果を示す。

解析は初期状態の落石姿勢を変化（50 通り）させて行い、衝突後の射出方向に着目して形状特性の影響を捉えた。落石及び水平面の物性値については CM 級岩盤（花崗岩）を想定した値を設定した¹⁰⁾。

図 4.3.9 に射出速度と射出時の回転に関する解析結果例を示す。形状が不定形（扁平）になるほど射出方向角度は不規則となる傾向が認められるとともに、射出角度（鉛直上向きを原点とし時計回り）の絶対値が大きい場合ほど、回転運動が卓越する傾向が認められた。解析結果における射出方向のヒストグラムを図 4.3.10 に示す。系列 A・B における衝突後の射出方向は、鉛直上方を中心とする分布形態を示し、形状特性の影響に関して下記の傾向が認められた。

- ・頂点数が少ない多角形ほど射出方向が多様化する
- ・扁平な多角形ほど射出方向が多様化する

系列 C では射出方向に若干の非対称性を示したが、上記と同様の傾向が認められた。解析結果の射出方向分布の標準偏差と形状特性指標との対応関係を図 4.3.11 に示す。円形度 C_R と曲率エントロピー $H(x_C)$ は、射出方位分布の標準偏差との間に明瞭な正の相関（直線近似した場合の相関係数はそれぞれ、0.98、0.95）が認められ、形状特性に関する指標としての有効性が考えられた。一方、重心距離比エントロピー $H(x_D)$ については、正多角形（系列 A）と他の多角形（系列 B・C）で射出方向変化との対応性に差が認められた。正多角形では各辺の中心において重心距離が対称となっており、不定型な形状において輪郭線に対称性が失われる際に重心距離比エントロピー $H(x_D)$ が急激に変化して、上記の差を生じたものと考えられた。またアスペクト比については、射出方向分布の標準偏差との対応関係は認められなかった。

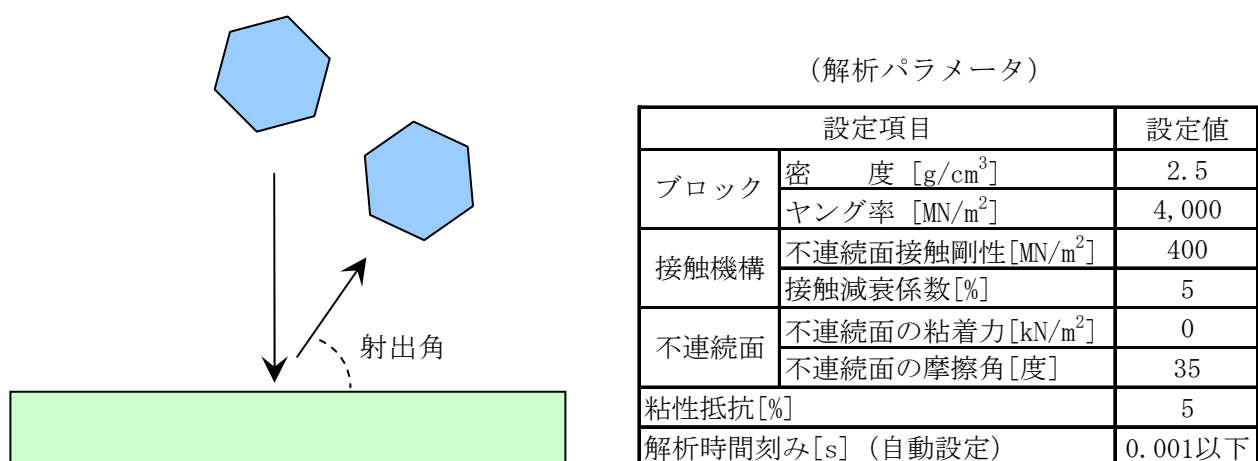


図 4.3.8 検証モデル

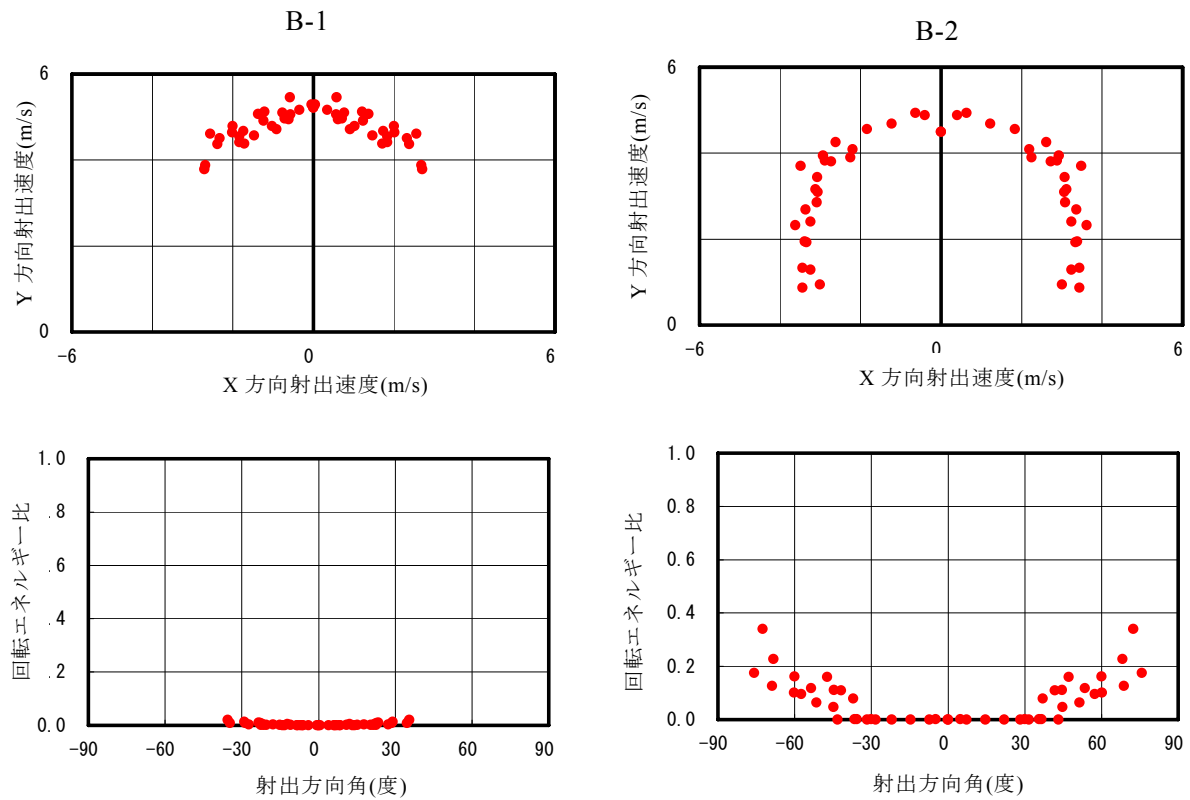


図 4.3.9 解析結果例

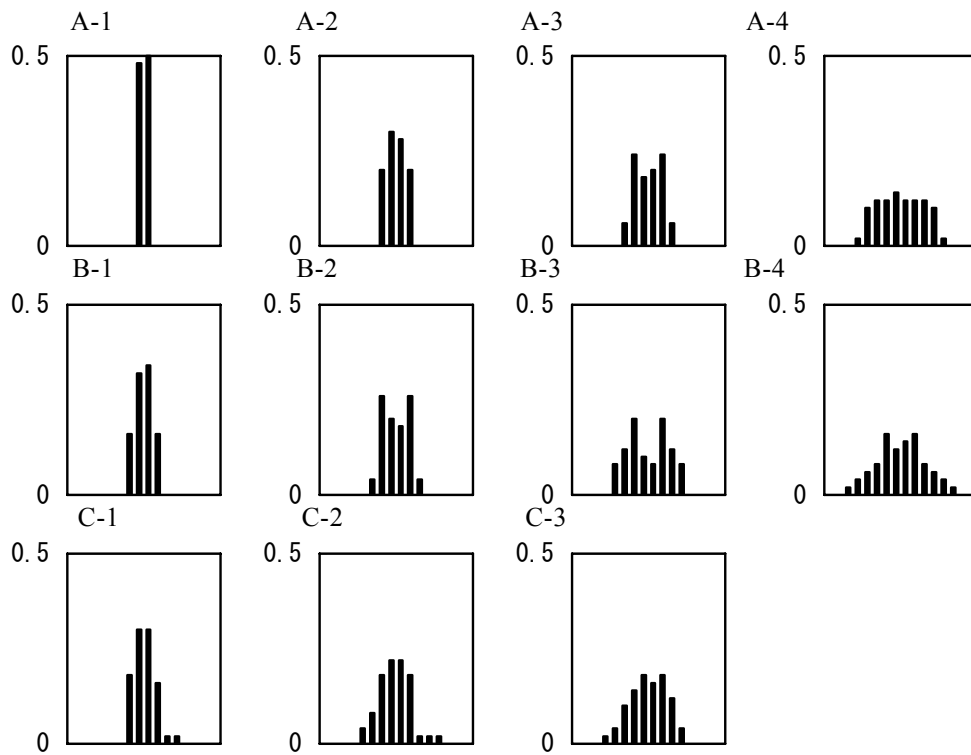


図 4.3.10 ブロックの射出角度のヒストグラム

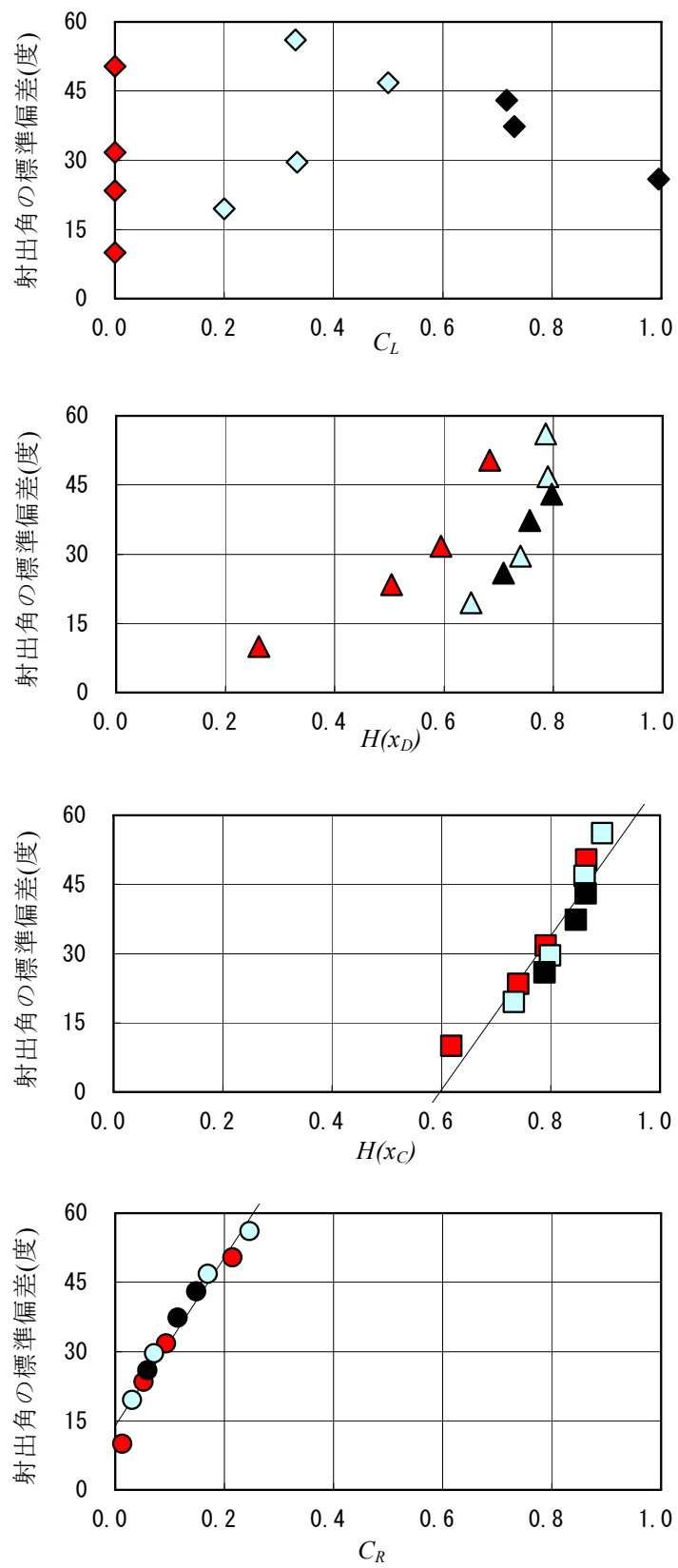


図 4.3.11 形状指標と射出方向の標準偏差 (赤: 系列 A、青: 系列 B、黒: 系列 C)

(6)複数衝突過程における形状効果

図 4.3.12 に示す複数衝突モデルを検証モデルとして、衝突ブロックの形状効果を検証した結果を示す。

解析は初期状態の落石姿勢を変化（10 通り）させて行い、落石速度に着目して形状特性の影響を捉えた。落石及び斜面の物性値については単一衝突解析と同様とした。

落石が斜面に衝突する際の速度と衝突位置における落下高さの集計結果を、自由落下速度並びに経験式による速度推定値（円形落石・岩盤斜面・傾斜 30 度）¹⁾とともに図 4.3.13～4.3.15 に示す。解析結果には、頂点数が少なく扁平な落石形状ほど解析結果（落下速度）の多様性が増加する傾向が認められた。また解析結果の速度は経験式による速度推定値以下となっており、角型の形状ほど速度が低下するという経験則¹⁾とも調和的であった。

解析結果における速度及び跳躍量の複雑性を検討することを考慮し、各解析結果の落下軌跡から、下記を抽出した。

- ・正規化速度：衝突時の入射速度を当該位置での自由落下速度で除した値
- ・正規化跳躍高：軌跡の頂点における跳躍高を、一般的な最高跳躍高（2m）で除した値

各形状毎に抽出した正規化速度分布と正規化跳躍高分布の平均値及び標準偏差の関係を図 4.3.16 に示す。正規化速度と正規化跳躍量には、平均値に関しては正の相関が、標準偏差には負の相関が認められた。また、正規加速度について単純接触モデルで形状特性指標としての有効性が考えられた 2 つの指標との対応関係を図 4.3.17 に示す。各指標とも平均値・標準偏差に対して相関が認められ、解析結果への形状特性の影響を表す指標としての有効性が認められた。各指標と速度解析結果を直線近似した場合の相関係数は、平均値に関しては-0.88～-0.89、標準偏差に関しては 0.84～0.86 を示し、単純接触モデルに比べて相関程度が低下した。また、各シミュレーションにおける落石ブロックの跳躍回数を図 4.3.18 に示す。落石ブロックの跳躍回数は不定形・角型の形状ほど多くなっており、跳躍時の射出方向の多様性が増大することによって落石の接触機会が増加し、落下エネルギーの減衰が大きくなるものと捉えられた。

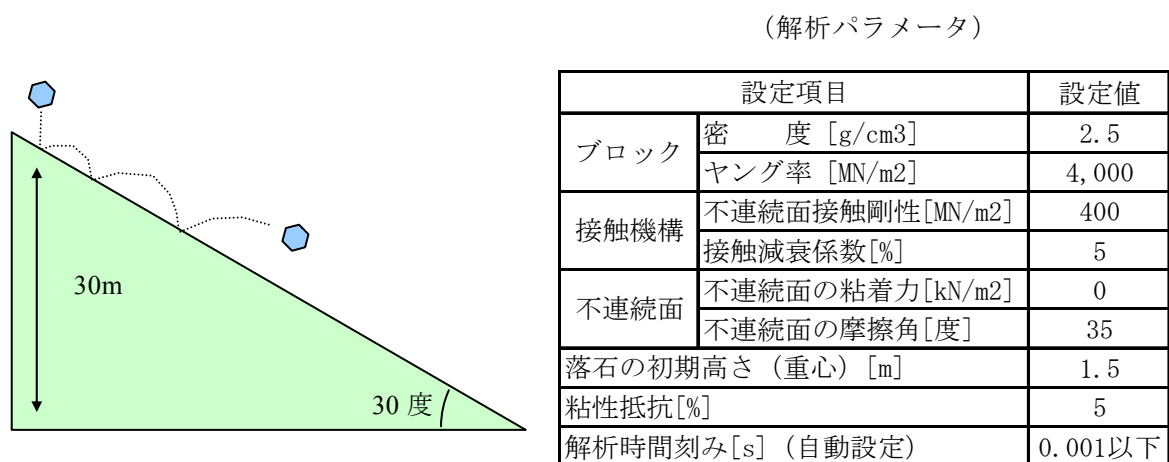


図 4.3.12 検証モデル

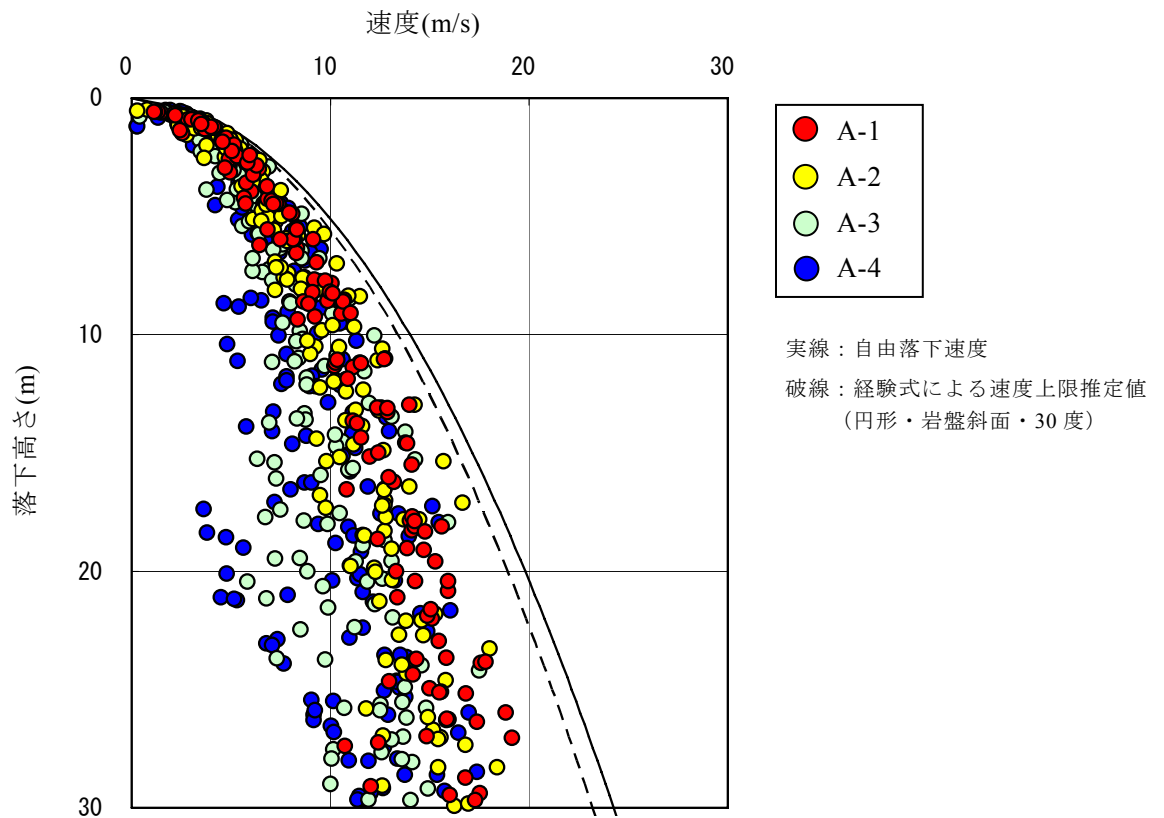


図 4.3.13 系列 A の解析結果（衝突時速度）

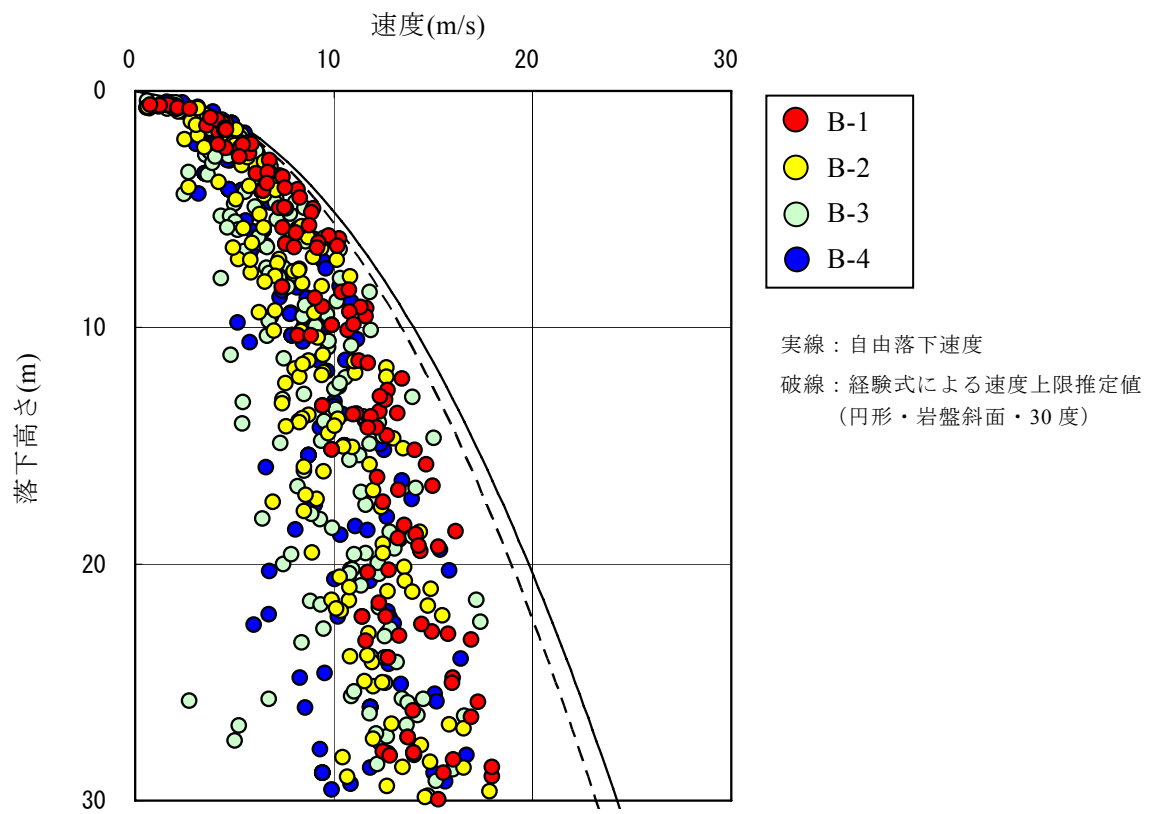


図 4.3.14 系列 B の解析結果（衝突時速度）

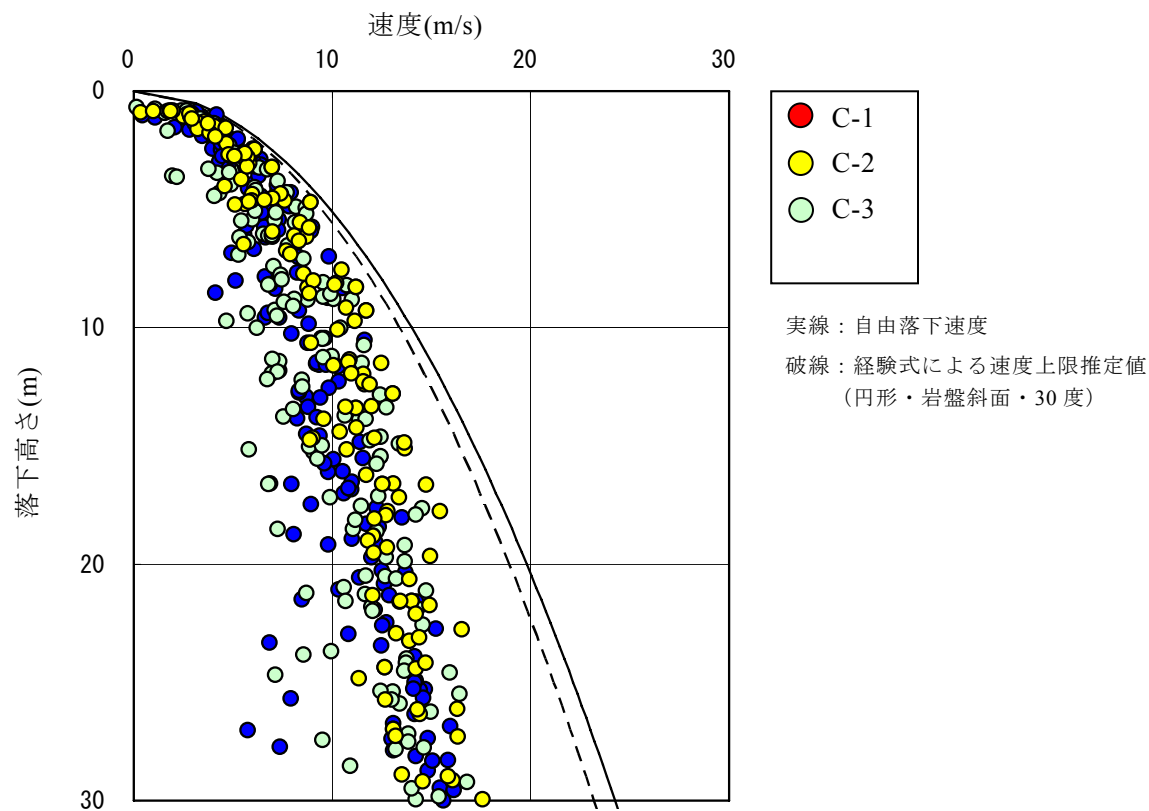


図 4.3.15 系列 C の解析結果（衝突時速度）

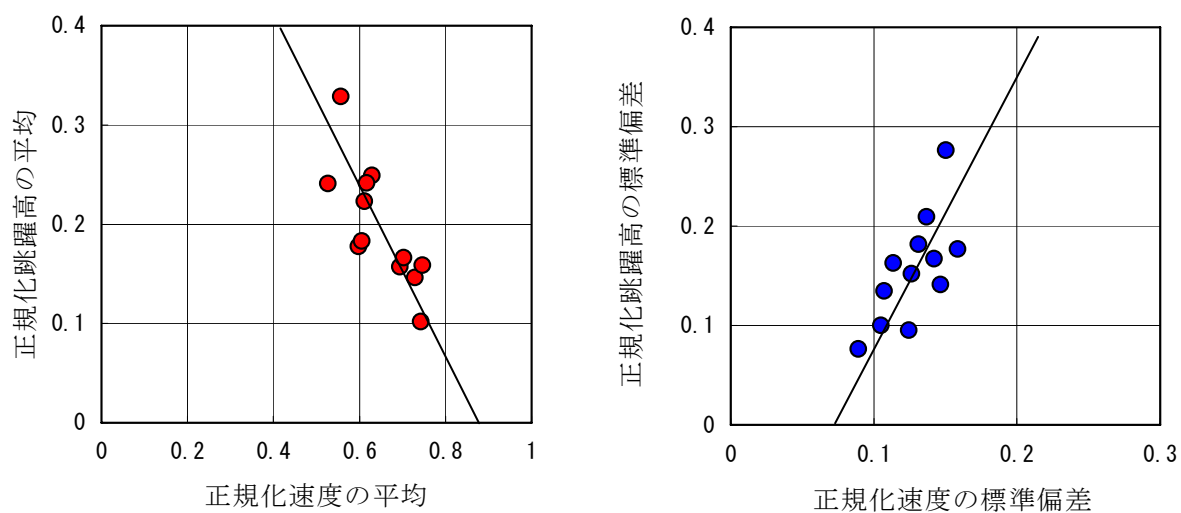


図 4.3.16 解析結果の正規化速度と正規化跳躍高

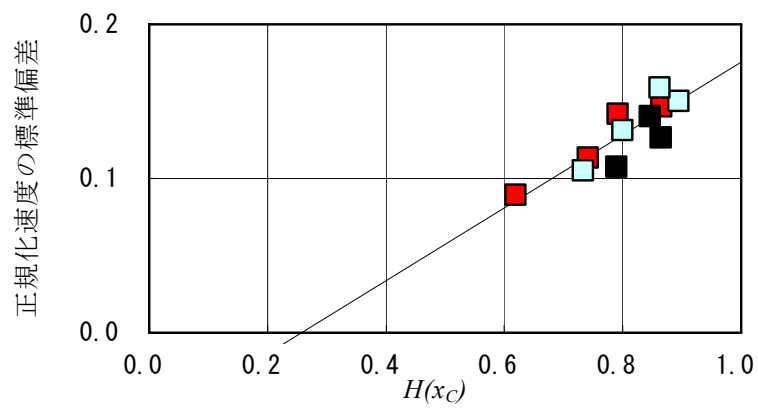
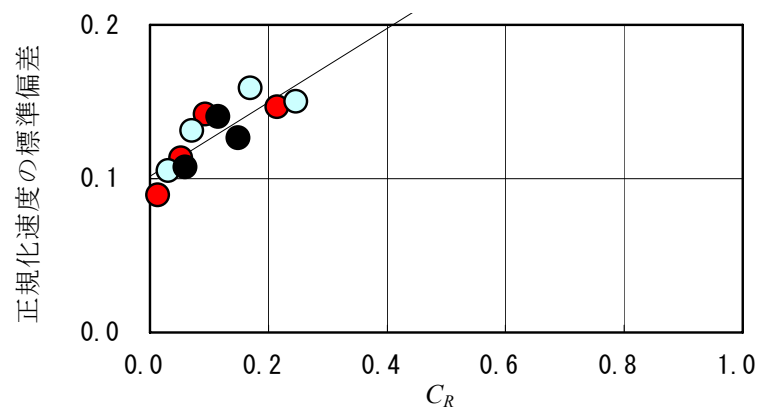
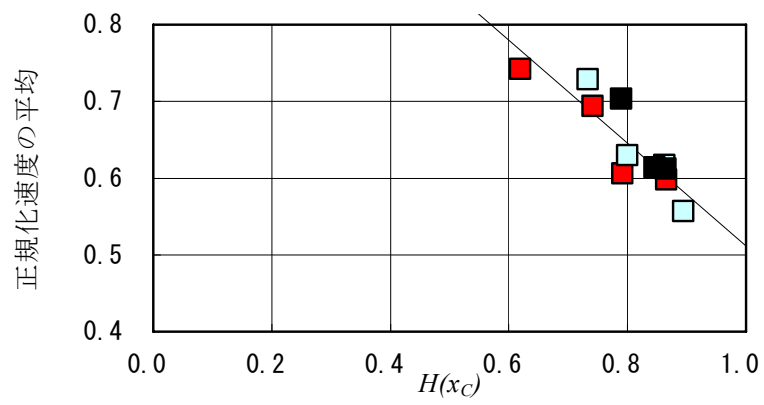
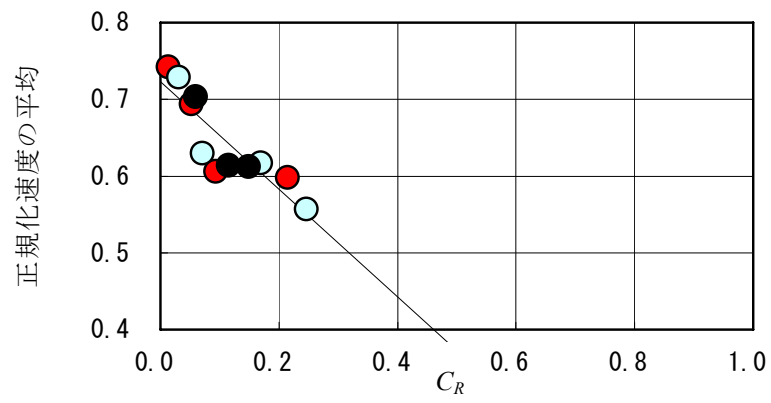


図 4.3.17 形状指標と解析結果

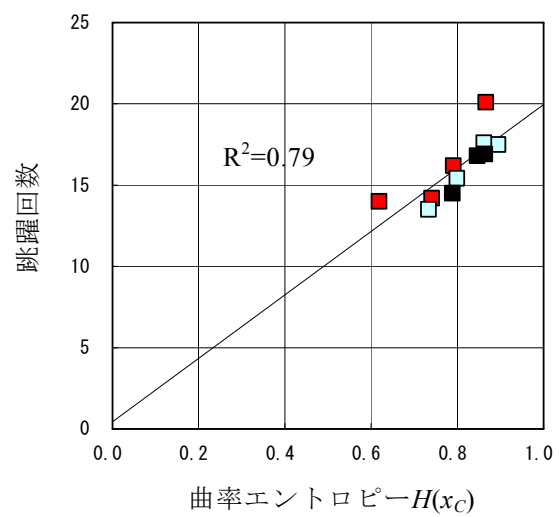
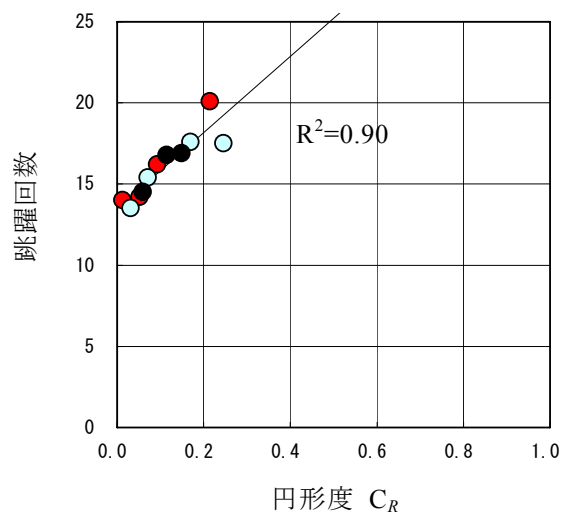


図 4.3.18 形状指標と接触回数

(7)検討結果の評価

本検討で落石形状特性を表す指標として有効と考えられた円形度 C_R 及び曲率エントロピー $H(x_c)$ は、落石輪郭線の大局的な形状特性を表すものと捉えられ、衝突時の接触点位置の不確実性に着目した既存の落石シミュレーション手法の形状特性の取り扱いと調和的である。これらの指標を使って落石形状特性を定量的に捉えることは、現地調査及び落石影響評価の体系的な実施並びに、落石影響度を確率論的に評価する際の解析ケースの設定等において有効と考えられる。また、情報理論に基づくエントロピーは複雑さ表す指標として捉えられ、今回の検討から、複雑さの尺度を導入して落石挙動を特徴付けられる可能性が考えられる。

4.4 落石崩壊事例の解析

実際に発生した落石崩壊を対象として DDA による崩壊挙動解析を行って、エネルギー減衰モデル及び形状特性指標について検証した結果を示す¹¹⁾。

(1) 落石事例データ

落石は $1.20\text{m} \times 0.95\text{m} \times 0.80\text{m}$ 程度の岩塊(転石)の抜け落ちによるもので、比高=約 60m、平均傾斜=約 38 度の斜面中を、立木(胸高径=15~25cm の杉)に接触しながら落下し、斜面末端部の家屋に衝突して停止したものである。

図 4.4.1 に現地調査結果を示し、現地状況写真を写真 4.4.1~4.4.3 に示す。落石の経路は、立木の擦痕(10 箇所)や地表の窪み(12 箇所)によって追跡された。立木の擦痕は地表から 1~2m 程度の高さにあり、地表の窪みは深さ 20~30cm 程度であった。落石経路上における落石と立木との接触回数は 1 回/10m 程度(平均)である。落石は硬質な花崗岩の岩塊で、落下経路沿いの斜面は軟質な表層土砂で覆われ岩盤の露出は認められなかった。斜面上の植生は杉の植林(間隔=1.8m 程度、一部間伐)の他、草本類や幹径= ϕ 1~2cm の雑木が疎らに認められる程度であった。

斜面末端部での跳躍位置(地表の窪み)と跳躍量(0.5~1.5m、想定値)から、質点に関する運動方程式を用いて落石の運動方向・速度並びに運動エネルギーを試算した結果を図 4.4.2 に示す。着地点での試算結果は速度=10.9~15.4m/s、運動エネルギー=140~280kN・m となり、既存落石実験データの下限值程度以下となった。また試算結果は、落石対策便覧で示されている等価摩擦係数による落石速度推定値=25m/s(等価摩擦係数=0.35、比高=60m)の 1/2 程度となった。既存の落石実験や落石便覧評価式は、いずれも立木の無い斜面の落石データをもとにしており、本事例においては、落石と立木の接触によって落石の落下エネルギーが低減されたものと捉えることができた。

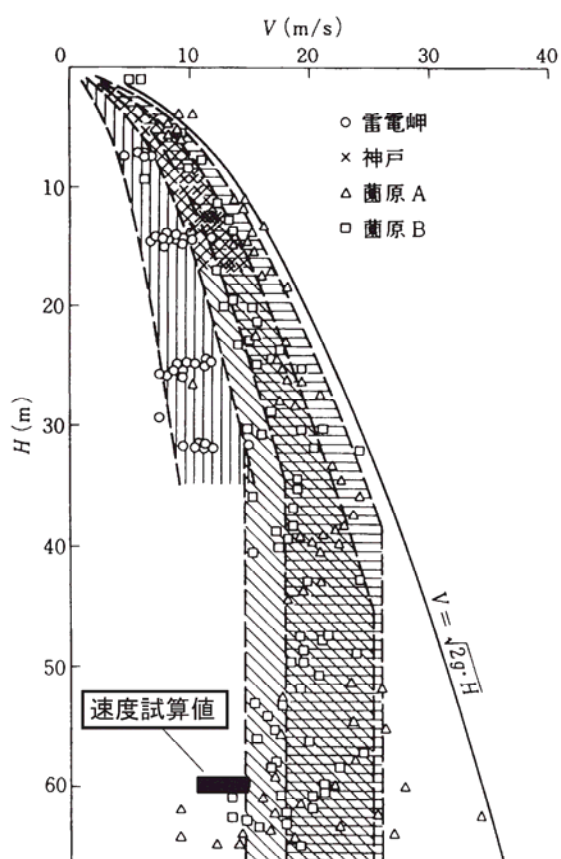
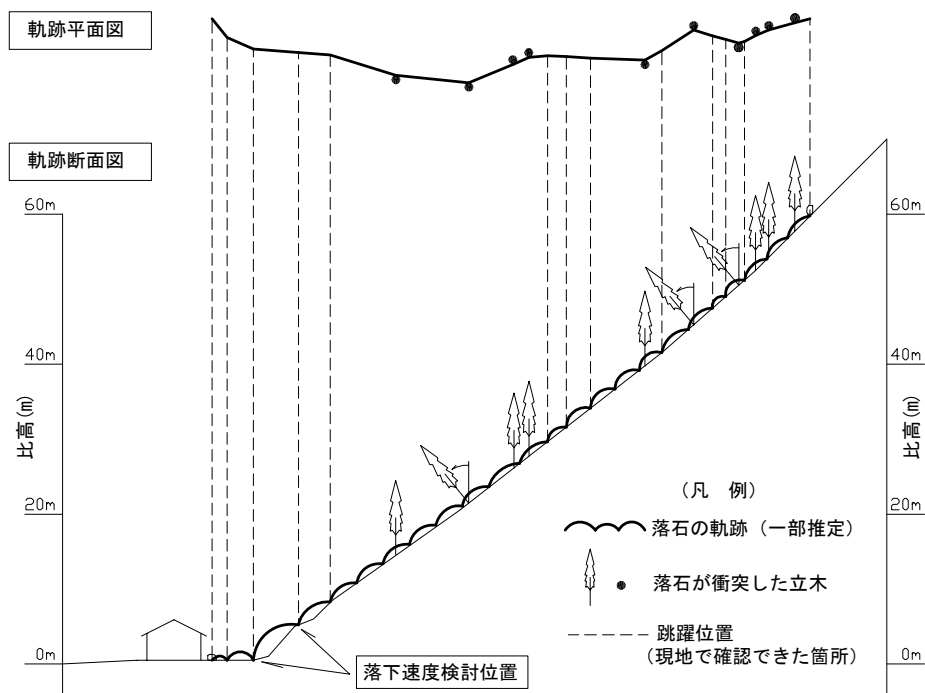


図 4.4.1 落石事例の概要

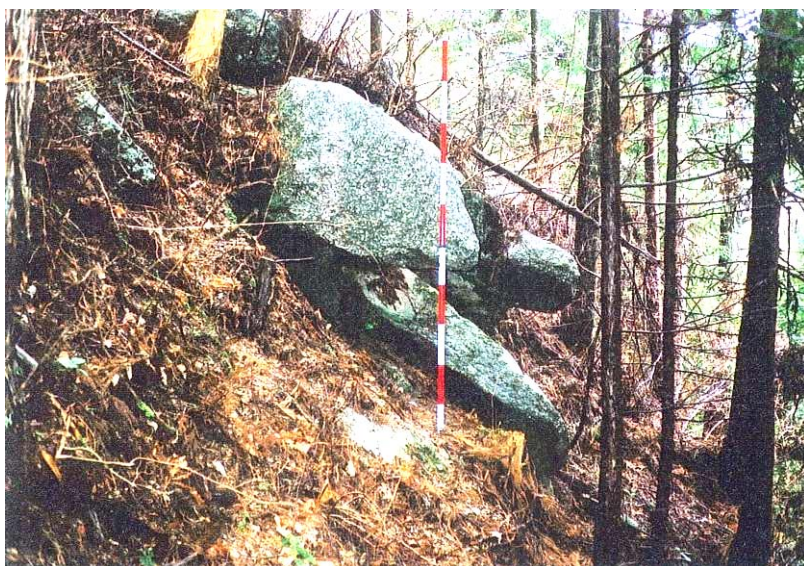


写真 4.4.1

斜面上部

落石発生源付近の
斜面状況



写真 4.4.2

斜面中腹

落石と接触した
立木の状況



写真 4.4.3

斜面末端部

落石の跳躍痕

(2)粘性抵抗を用いた植生によるエネルギー減衰効果の検証

本事例の特徴である立木による落下エネルギーの減衰効果を粘性係数を用いて再現させた結果を示す。

図 4.4.2 に解析形状モデルを示し、表 4.4.1 に解析パラメータを示す。解析形状並びにパラメータは、解析パラメータは現地調査結果及び既存資料 9)をもとに設定した。立木との接触による落下エネルギーの低減に関しては、粘性係数を 0.00～0.20 で変化させて解析した。さらに落石の姿勢の解析結果への影響を考慮して、初期状態の姿勢を変化（36 度ずつ回転）させて解析を行い、これらを集計して現地調査結果の推定落下速度と比較した。解析結果の落下速度と現地調査結果に基づく推定落下速度との比較を図-5.3.4 に示す。解析では粘性係数を 0.10 程度とすることにより、落石事例で想定した落石エネルギーと同程度の解析結果を得ることができた。

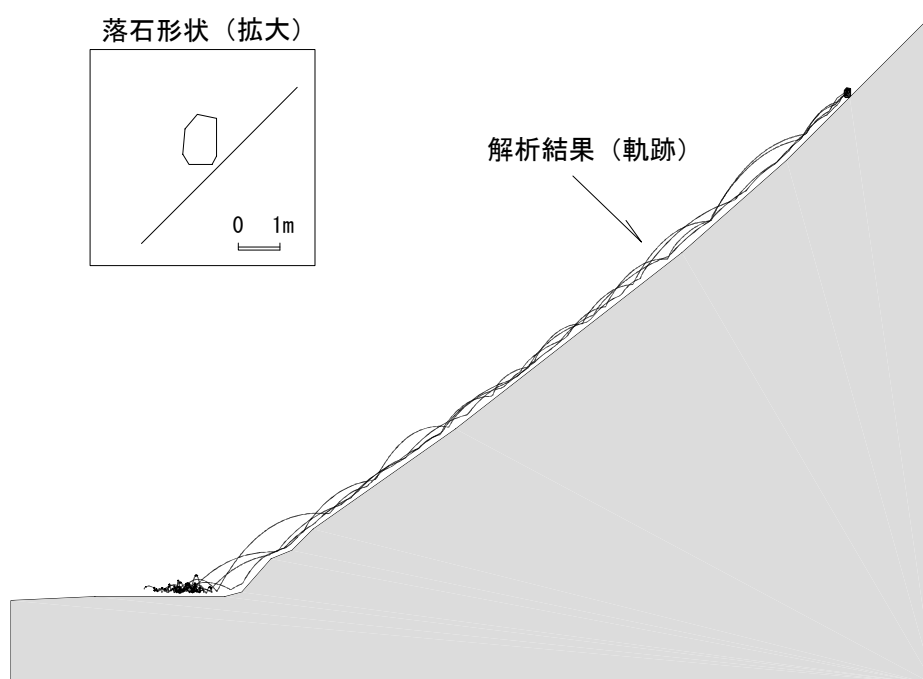


図 4.4.2 解析モデル

表 4.4.1 解析パラメータ

設定項目	落 石	斜面表層
ブロック表面の 内部摩擦角 度	40	35
ブロック表面の 粘着力 kN/m^2	0	0
ブロックの 単位体積重量 kN/m^3	26	18
崩壊ブロックの ヤング率 kN/m^2	2,000,000	2,000
崩壊ブロックの ポアソン比	0.30	0.50
粘性係数	0.00~0.20で変化	
接触時エネルギー減衰比	0.12	

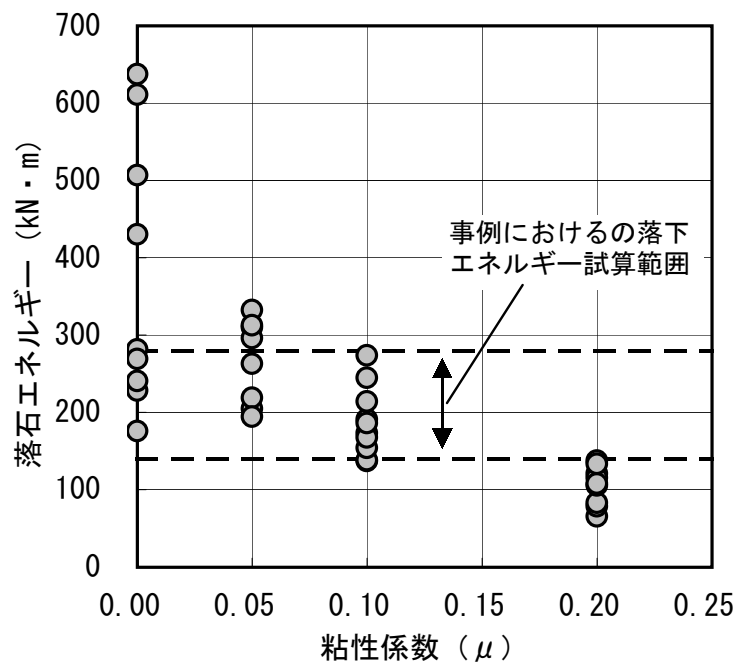


図 4.4.3 解析結果

(3)落石形状指標の検証

形状指標の有効性を把握することを目的として、実落石に加えて正方形、正八角形並びに実落石と同程度の形状指標値を示す多角形（楕円状）について、上記(2)で検討した物性条件で落石シミュレーションを実施した結果を示す（表 4.4.1 参照）。

図 4.4.4 に解析結果における落石の跳躍時の入射速度を、経験則による速度評価結果とともに示す。経験式による落石速度は、現地調査結果の a)丸みを帯びた角型落石、b)凹凸の少ない表層土砂に覆われた斜面、c)立木有りの各条件を考慮して、等価摩擦係数 μ を 0.25、0.35 として算出した（表 4.4.2 参照）。各シミュレーション結果の落石速度は概ね経験式による推定値以下となっており、経験則に矛盾しない結果を示し、角型の落石ほど落下速度が低下する傾向が認められた。斜面末端部の切土のり面肩部から比高 10m の範囲における落下速度及び跳躍高の集計結果を形状指標とともに図 4.4.5 に示す。同図から、角型の落石ほど落下速度が低下し跳躍高が増加する傾向が認められた。跳躍高については、実落石及び等価落石において一部に 2m を超える結果が認められたが、これらはアスペクト比に関連した局所的な挙動と考えられ、全体的には角型の落石ほど跳躍高が増加する傾向と捉えた。形状指標をもとに設定した等価形状（楕円形）の解析では、実形状と概ね同様な結果が得られており、実際の落石現象を対象とした解析においても各形状指標の有効性が認められた。

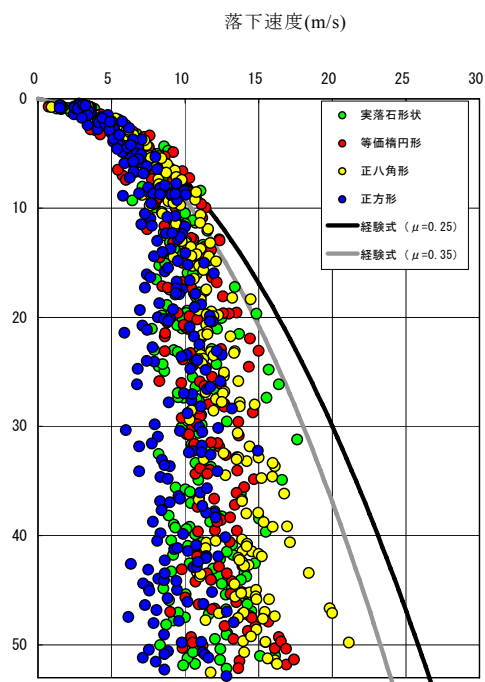


図 4.4.4 落下高さと落石速度の解

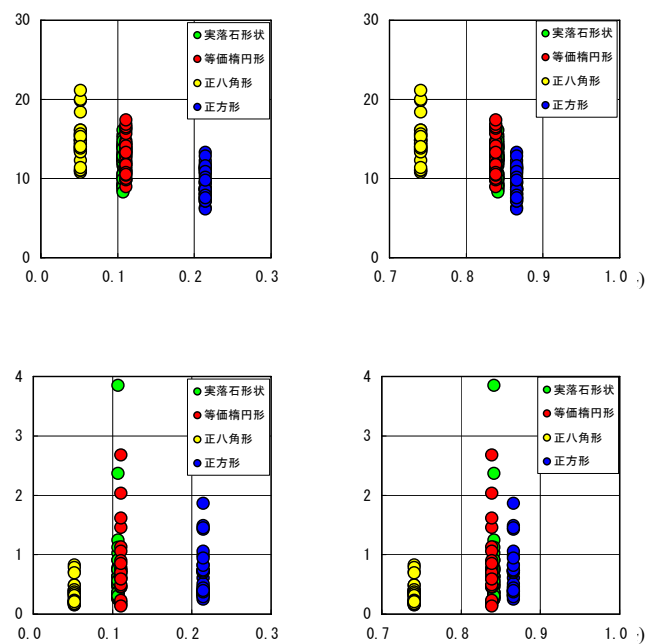


図 4.4.5 形状特性と斜面末端部の

表 4.2.2 事例解析における落石形状

区 分	正 八 角 形	等 価 楕 円	実 形 状	正 四 角 形
形 状 (1m メッシュ)				
面 積 (m ²)	0.77	0.77	0.77	0.77
C_R	0.052	0.111	0.107	0.215
$H(x_C)$	0.741	0.839	0.847	0.866

4.5 既存評価手法との比較

従来の落石対策工検討では、一般に実験データに基づく経験式によって落石の落下速度を推定し、これを設計条件として対策工の詳細設計が実施されており、DDA の解析内容と従来手法との比較を行って、解析手法の妥当性を確認する。

(1)形状指標と残存係数

経験式による残存係数¹⁾と 4.3 節で検討した形状指標に対応した正規化落下速度を比較した結果を図 4.5.1 に示す。経験式による残存係数は自由落下速度に対する速度減衰比(0～1)として定義されており、4.3 節で検討した正規化落下速度に相当する。なお、形状に関しては下記を対応付けて経験式と解析結果を比較した。

(経験式)

(解析ケース)

区分 A：丸状・・・・・・・・・・ケース A-1（正 16 角形）

区分 B：丸状～角状・・・・・・・・・・ケース A-3（正 6 角形）

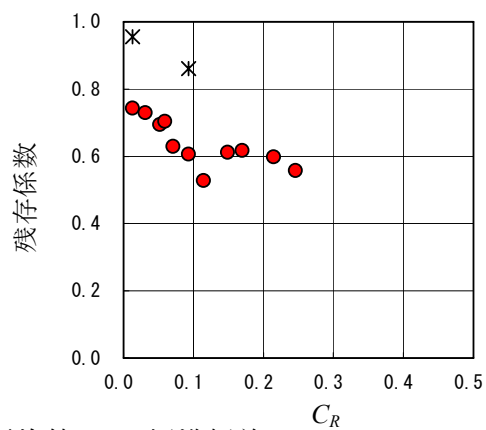
解析結果の平均値で両者を比較すると、解析結果と経験式では残存係数（正規化速度）に 0.2 程度の差違が認められるが、形状による残存係数変化の傾向は経験式と解析結果で調和的である。経験式による残存係数は、落石実験結果の落下速度の包括線（上限値）として設定されたものであり、正規分布を仮定して、次式によって残存係数（解析結果）の上限値を算出して比較した。

$$\alpha = V_a + 2 S_v \quad (4.5.1)$$

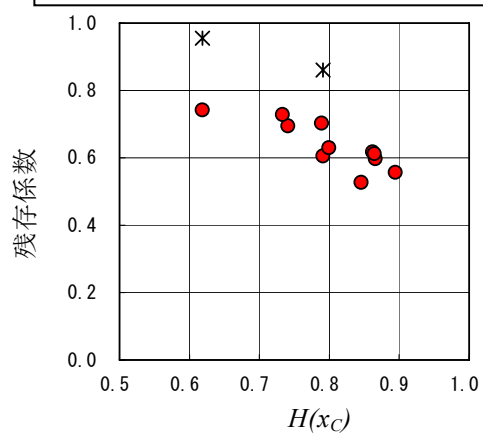
ここに、 V_a ：解析結果の正規加速度平均、 S_v ：解析結果の正規加速度標準偏差である。

上式の算出結果は経験式で示された残存係数と概ね一致し、導入した形状指標は従来の経験式による評価方法と矛盾しない。

a) 平均値



● : 数値解析結果 * 経験式



b) 平均値 + 2 × 標準偏差

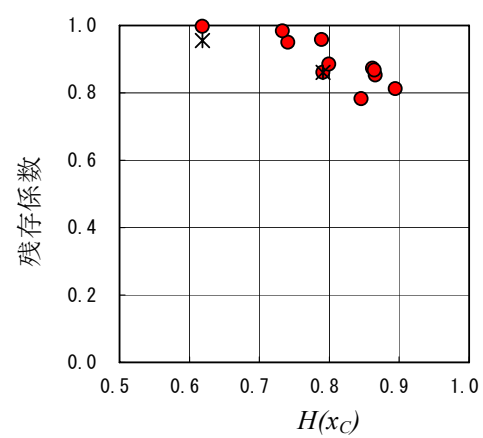
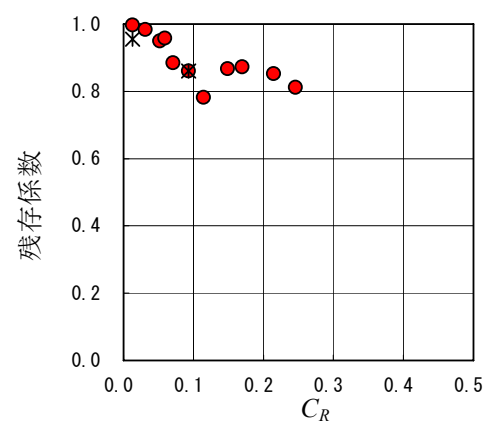


図 4.5.1 形状指標と残存係数

(2)粘性抵抗と残存係数

経験式による残存係数¹⁾と4.4節で検討した落石事例の粘性抵抗に関する比較結果を図4.5.2に示す。経験式では、立木の有無と残存係数との関係を単独では定義されていないが、下記のように解析結果と対応付けた。

(経験式)

(解析ケース)

区分C：立木無し・・・・・・粘性係数=0.00

区分D：立木無し～有り・・粘性係数=0.05

経験式による評価式は裸地斜面における実験結果を主体とすることから、落石事例よりも植生の乏しい斜面に相当すると想定し、粘性抵抗=0.05に対応づけた。また、図中には事例解析結果の残存係数とともに、式(4.5.1)によって解析結果から算出した残存係数の上限値を併せて図示した。

前項と同様に、正規分布を仮定した解析結果の残存係数（上限値）は、経験式で示された残存係数と概ね一致し、導入した形状指標は従来の経験式による評価方法と矛盾しない。

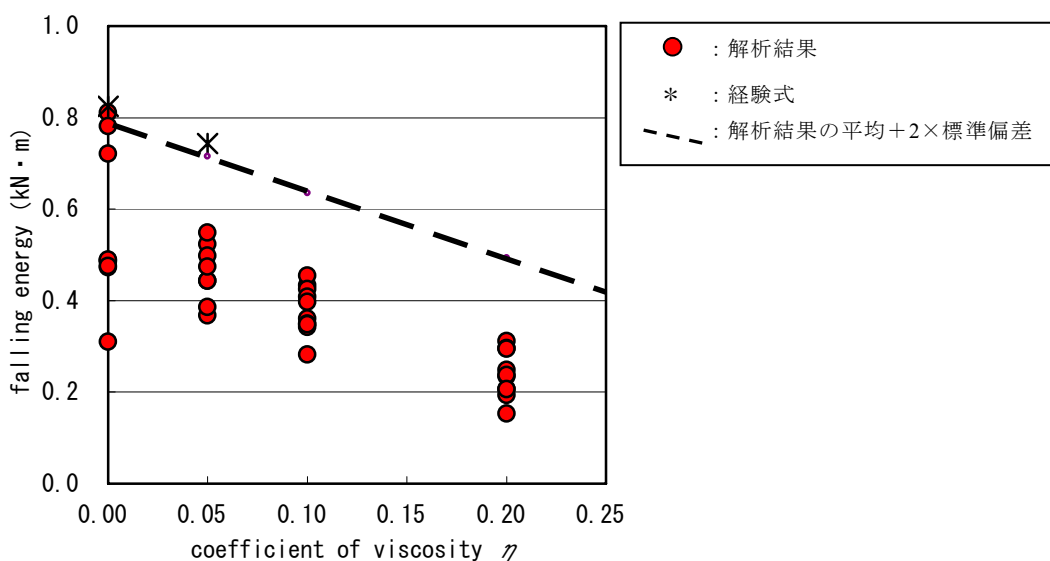


図 4.5.2 粘性係数と残存係数

4.6 第4章のまとめ

第4章では、不連続変形法（DDA）による落石崩壊の挙動解析の高度化に関して、崩落中に生じる落下エネルギー減衰のモデル化と落石形状特性に関する定量的指標の導入について検討した。落下エネルギー減衰については、接触時速度エネルギー減衰比と粘性抵抗の概念を定式化して解析に組み込み、DDAに特有な解析パラメータである粘性抵抗について実際の落石崩落に関する事例解析を行って適用性を検討した。粘性抵抗を導入した解析結果は現地状況と合致し、経験則による評価式とも調和的であることを確認し、解析モデルの有効性を明らかにした。形状指標については、落石崩落現象の特徴を考慮した形状指標を導入し、感度解析と実際の落石崩落に関する事例解析を行って適用性を検討した。感度解析結果から、落石の崩落現象に対応する形状指標として曲率に関する形状エントロピーと円形度の有効性を明らかにした。さらに形状指標を導入した崩壊事例解析結果は現地状況に合致し、経験則による評価式とも調和的であることを確認し、形状指標の有効性を明らかにした。

(4 章参考文献)

- 1)日本道路協会：落石対策便覧，丸善，p.422，2000
- 2)日本道路協会：落石対策便覧に関する参考資料，丸善，p.448，2002
- 3)大西有三ほか：不連続変形法(DDA)，丸善，2005
- 4)萩原育夫・吉田淳・寺尾友宏ほか：DDA による落石解析事例，平成 12 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，p.253-256，2000
- 5)小田匡寛：講座・粒状体力学の現状とその応用－3.粒状体の基本特性とその土質工学的意義－，土と基礎，Vol.26，No.9，pp.63-70，1978
- 6)松島亘志，前田健一，石川達也：講座・粒子特性の評価と工学的意義－4.粒子形状の評価と土の力学挙動，土と基礎，Vol.55，No.6，pp.37-44，2007
- 7)氏平増之・細谷昭悟・高貝暢浩・小川健太・小野修司：岩石の形状分類及び形状と重量推定値の関係，資源と資材，Vol.112，p.140-146,1996
- 8)堀部安一：情報エントロピー論，森北出版，p.196，1997
- 9)Chen, Y. and Sundaram, H.: Estimating the complexity of 2D Shapes, Proc. Multimedia Signal Processing, IEEE 7th Workshop on, 2005
- 10)地盤工学会：設計用地盤定数の決め方（岩盤編），丸善，p.279，2007
- 11)I.Hagiwara,T.Sasaki,S.Nishiyama,Y.Ohnishi：Estimation and simulation of vegetation effect on rockfall using discontinuous deformation analysis,Proceedings of the ISRM International Symposium;Third Asian Rock Mechanics,Vol.2,p.1249-1252,2004

第5章 地震時斜面崩壊に関する不連続変形法の改良と適用

近年の強震動地震の多発とこれに伴う斜面災害の発生を背景にし、地震時岩盤災害への対策に対する社会的な要求が増大している。地震時斜面崩壊の挙動解析では、崩落過程の解析に加えて崩壊発生段階の挙動解析が重要と考えられるが、現状ではこのような振動条件下における不連続変形の適用検討は限られている。5章では、崩壊発生段階の微小変形過程に関する不連続変形法の適用性を把握するとともに、具体的な導入方法を検討する。

5.1 地震応答と挙動予測

(1) 地盤の地震応答解析におけるエネルギー減衰

地震時の地盤挙動では、岩塊の崩落と同様に様々な形態でエネルギー減衰が生じるものと想定され、これを的確に解析に組み込む必要がある。地震時の地盤の応答挙動におけるエネルギー減衰の主要な要因としては、一般に地盤材料の非線形変形特性と振動減衰の2つが指摘されている¹⁾。前者は材料変形のヒステリシス性によるものであり、不連続変形法においてはブロックのすべり運動や回転運動の顕在化による振動エネルギーの吸収と捉えることができる。一方後者は、地盤中の振動伝播に伴って生じる逸散・散乱減衰や、地盤材料構成粒子の周囲条件による粘性減衰と捉えられる。逸散等の振動減衰は反射等の解析領域の境界条件に組み込まれると捉えられるため、数値解析に組み込む振動減衰としては下記の粘性減衰（レイリー減衰）が一般に導入されている²⁾。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.1.1)$$

$$h_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (5.1.2)$$

ここに $[C]$ ：粘性減衰マトリックス、 $[M]$ ：質量マトリックス、 $[K]$ ：剛性マトリックス、 α 、 β ：係数、 h_i ：減衰比、 ω_i ：円振動数、 i ：固有振動モードの次数。式 5.1.1 の右辺第1項は質量比例減衰、第2項は剛性比例減衰とそれぞれ呼ばれる（図 5.1.1）。前者は低周波数の振動成分に影響が大きく、第4章で植生抵抗等に対応づけたエネルギー減衰に相当する。一方後者は高周波成分に影響が大きいものであるが、従来の不連続変形法モデルには考慮されていない減衰であり、不連続変形法を地震動応答解析に適用する上で検討が必要な減衰効果と考えられる。

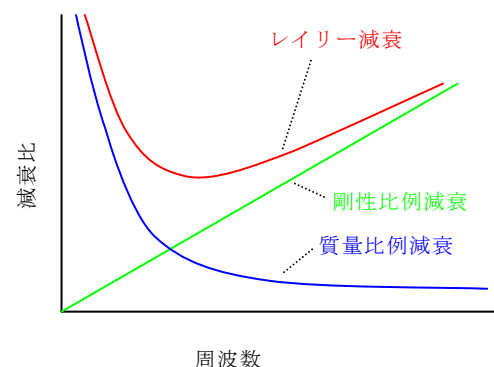


図 5.1.1 レイリー減衰の概念図²¹⁾

(2)振動条件の設定方法

実際の地震動は広域に伝播する自然現象であるのに対し、数値解析による地震応答解析では解析対象を有限範囲に規定して解析する必要があり、境界条件や振動条件の設定方法が解析結果に影響する。特に外力として与える振動条件に関しては、連続体モデルによって地盤性状による増幅の全体的な応答を解析する場合には解析対象全体に外力を作用させる方法が一般的であるが²⁾、不連続体モデルによってブロックの崩落（分離）等を解析する場合には、振動条件を設定する基盤ブロックを導入する必要がある。従来の不連続体モデルの地震応答解析では、まず加速度波形をもとに基盤ブロックの変位について応答解析を実施した後、基盤ブロックの変位によって解析対象の振動条件を設定する方法が用いられる³⁾（図 5.1.2）。このような方法では、二段階の解析が必要で解析負荷が相対的に増大することや、解析対象モデルによっては基盤ブロックとそれ以外のブロックとの相互作用によって設定した基盤ブロック変位と解析結果のブロック応答が変化する場合も考えられ、これらの点が数値解析上の課題と考えられる。

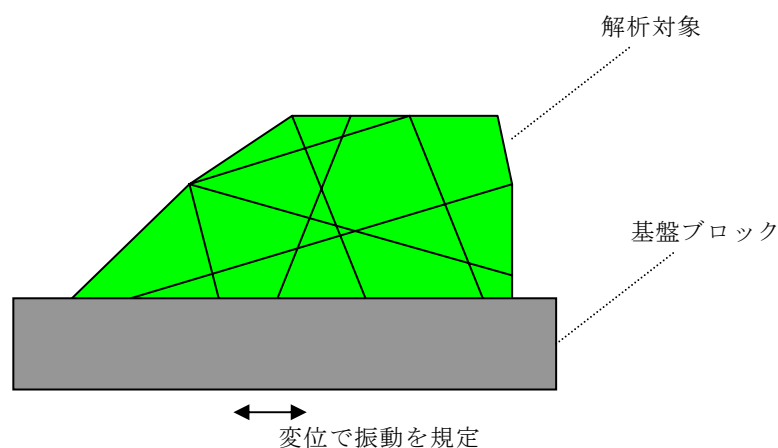


図 5.1.2 基盤ブロックの変位による外力条件の設定方法（概念図）

5.2 震動現象に係わるエネルギー減衰効果の組み込み

微小変形過程におけるエネルギー減衰については、voigt 型の粘性ダンパーをブロック接触モデルに付加・改良することにより解析に組み込むことが出来る（図 5.2.1）。基本的な接触機構のモデル化はペナルティバネモデルのみの場合と同様であり、空間的な制約違反に応じた総反力は

$$f_t = f_p + f_\eta = pd + \frac{\eta_p}{\Delta t}d = (p + \frac{\eta_p}{\Delta t})d \quad (5.2.1)$$

で表される。ここに、 f_η ：接触時反力、 f_p ：ダッシュポット反力、 p ：接触剛性、 η_p ：接触減衰係数、 d ：接触貫入量である。このとき、voigt型ダンパーを含む接触機構のポテンシャルエネルギーは

$$\begin{aligned} \Pi_{p\eta} &= \frac{1}{2}(p + \frac{\eta_p}{\Delta t})d^2 \\ &= \frac{1}{2}(p + \frac{\eta_p}{\Delta t}) \left([E_i][D_i] + [G_j][D_j] + \frac{S_0}{l} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2}(p + \frac{\eta_p}{\Delta t}) \left([D_i]^T [E_i]^T [E_i][D_i] + [D_j]^T [G_j]^T [G_j][D_j] + 2[D_i]^T [E_i]^T [G_j][D_j] \right. \\ &\quad \left. + \frac{2S_0}{l}[E_i][D_i] + \frac{2S_0}{l}[G_j][D_j] + \frac{S_0^2}{l^2} \right) \end{aligned} \quad (5.2.2)$$

と変更される。

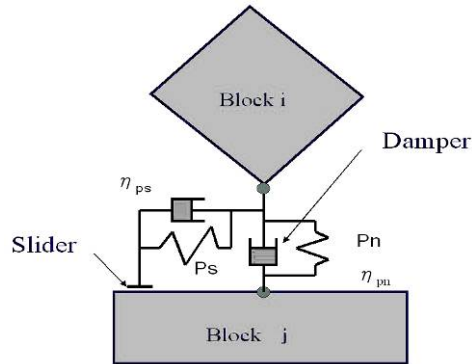


図 5.1.1 ブロック接触モデル

5.3 地震応答に関する感度解析

(1)概 要

不連続性岩盤斜面の地震時の動的応答を検討する際は、ブロックの接触過程に含む総体的な応答特性を評価することが重要である。不連続変形法におけるブロックの動的応答に関しては、振動条件下におけるすべり現象を対象とした検討などがあるが、ブロック自体の振動応答や剛体的な振動応答に関する検討は限られる。本節では、5.2 節の改良を加えた不連続変形法を用いて単純モデルを対象とした2次元の動的応答解析を実施し、ブロック構造の動的応答解析に対する適用性を検証する。

(2)積層構造を対象とした連続体解析手法との比較

単純な柱状ブロックを対象とし、連続体モデルによる解析手法（FEM）²⁾との比較を通して不連続変形法におけるブロックの振動応答に関する解析特性ならびに適用性を検証した。

図5.3.1に解析対象の形状を示し、表5.3.1に解析パラメータを示す。ブロックの形状は幅=1m、高さ=5mの単柱状とし、FEMでは1辺=1mの直交格子構造として要素設定した。ブロックの物性は弾性体として設定し、振動条件は正弦波型の水平方向加速度（振幅=1m/s²、周波数=2Hz）とし、DDAではブロックの重心位置に、FEMでは格子構造の各節点にそれぞれ与えるものとした。

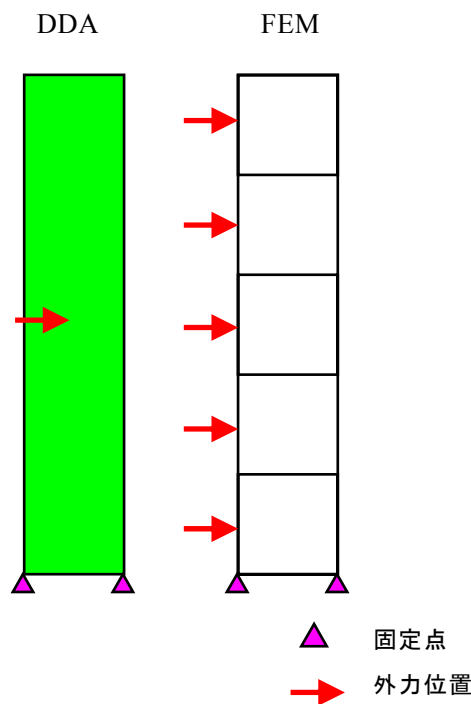


表 5.3.1 解析パラメータ

時間刻み	0.005 sec
入力周波数	2 Hz
弾性係数	35 MN/m
ポアソン比	0.2
ブロック表面の摩擦角	45 degree
ペナルティ係数 (Kn)	44 MN/m
ペナルティ係数 (Ks)	44 MN/m
ブロックの粘性係数	0.05
速度エネルギー比	0.81
単位体積重量	20 kN/m3

図 5.3.1 解析モデル

図 5.3.2 に上端中央における水平変位と水平方向加速度の応答波形を示し、図 5.3.3 に変位応答のフーリエスペクトルを示す。変位応答に関しては、解析開始直後において DDA と FEM の解析結果に差違が認められたが、解析時間=1.5 秒以降では両者の応答波形の振幅並びに周期は概ね合致した。図 5.3.3 の変位応答スペクトルからは、解析対象の構造に対応した周波数として、FEM 解析結果で 4.3Hz、DDA 解析結果で 4.7Hz の周波数が判読された。前者は連続体モデルにおける理論解⁴⁾に合致し、後者は式(4.2.1)によって求まるブロックのせん断剛性をバネ定数とした 1 自由度の振動系の固有周波数に合致している。

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)Hm}} = 4.71 \quad (5.3.1)$$

ここに、 f_r ：固有周波数、 k ：系全体のバネ定数、 E ：ブロックの弾性係数、 ν ：ブロックのポアソン比、 m ：ブロックの質量、 H ：ブロックの高さである。

加速度の応答波形に関しては、解析時間=2.0 秒以降で FEM・DDA の解析結果の周期は概ね合致したが、DDA では FEM よりも小さな振幅を示す傾向が認められた。DDA ではブロック内の変形をブロック重心位置の未知数で代表させてブロック運動をモデル化しており、格子構造によって解析した FEM と間に分解能の差を生じたものと捉えることができる。ブロックの鉛直方向の加速度分布を比較すると（10 波目ピーク位置）、DDA の解析結果は FEM 解析結果の上下端を結ぶ線形分布の平均値に相当する（図 5.3.4）。

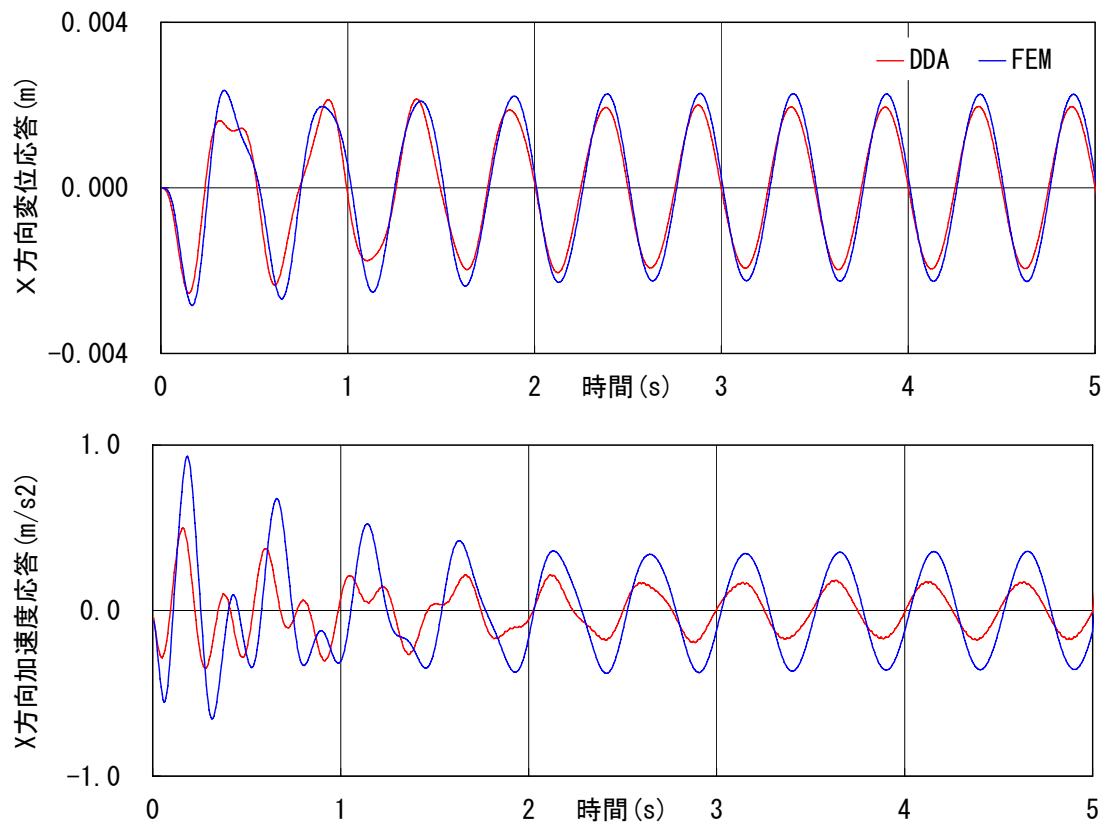


図 5.3.2 解析結果の応答波形

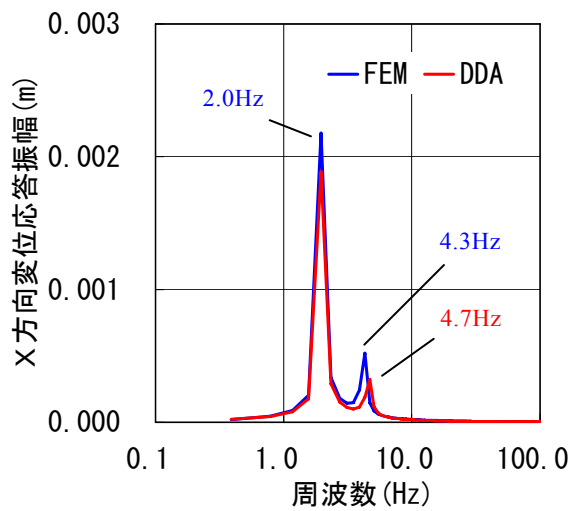


図 5.3.3 解析結果のスペクトル

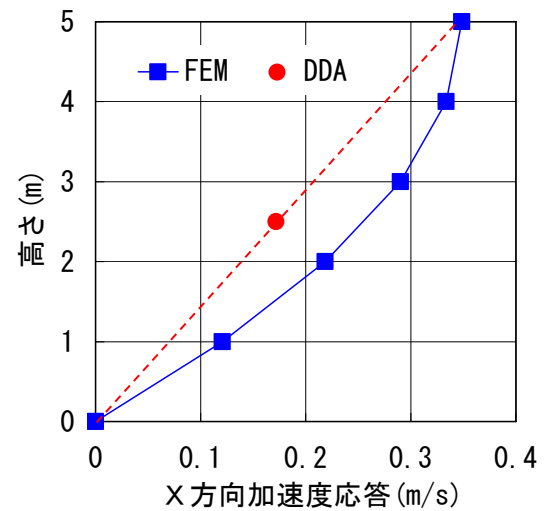


図 5.3.4 解析結果の加速度分布

(3)ブロック積層構造の振動応答に関する解析特性の検証

単純なブロック積層構造を対象とした解析を実施し、不連続変形法におけるブロックの振動応答に関する解析特性ならびに適用性を検証した。

図5.3.5に解析対象の形状を示し、表5.3.2に解析パラメータを示す。解析は柱状構造を2～5分割して実施し、ブロック分割数(不連続面介在程度)の解析結果への影響を検証した。解析パラメータ及び振動条件は単純柱状モデルと同様とし、振動は各ブロックの重心位置に付与した。

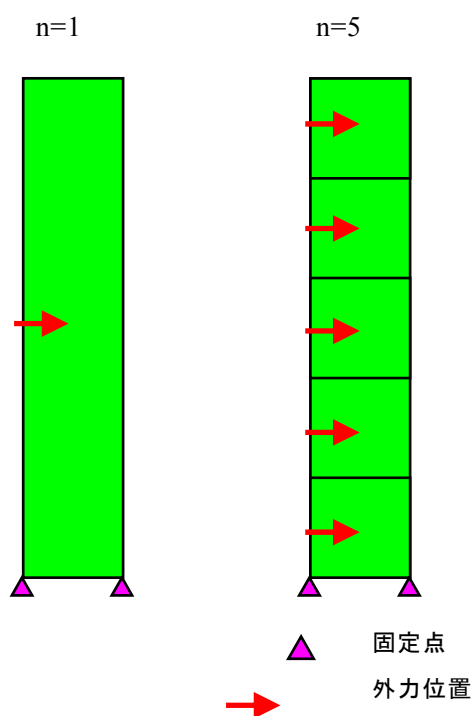


図 5.3.2 解析パラメータ

時間刻み	0.005 sec
入力周波数	2 Hz
弾性係数	35 MN/m
ポアソン比	0.2
ブロック表面の摩擦角	45 degree
ペナルティ係数 (Kn)	44 MN/m
ペナルティ係数 (Ks)	44 MN/m
ブロックの粘性係数	0.05
速度エネルギー比	0.81
単位体積重量	20 kN/m ³

図 5.3.5 解析モデル(n はブロック分割数)

図 5.3.6 に上端中央における水平変位と水平方向加速度の応答波形を示し、図 5.3.7 にブロック分割数と卓越周波数の関係を示す。変位応答・加速度応答ともブロックの分割数を増加させると振幅・周期は増大し、加速度に高周波の応答が加わる傾向が認められた。ブロックの細分化はブロック間の接触剛性が付加されることになり、このような応答特性変化は、系全体の剛性が低下して柔らかな構造に変化した結果と捉えることができる。各ブロックのバネ定数 k_i と接触面の接触剛性 p_i を次式によって合成し、式(5.3.2)による固有周波数と解析結果の卓越周波数を比較すると、分割数=2～3 で両者は概ね合致する(図 5.3.6)。

$$\frac{1}{k} = \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \cdots \frac{1}{k_n} \right) + \left(\frac{1}{p_1} + \frac{1}{p_2} + \cdots \frac{1}{p_{n-1}} \right) \quad (5.3.2)$$

一方、ブロック分割数=4～5 では両者に差違が認められたが、これらの解析結果では回転運動(図 5.3.7) や高周波応答波形が認められ、ブロックの回転・衝突などの剛体的運動が卓越する変形過程が顕在化した影響と考えることができる。

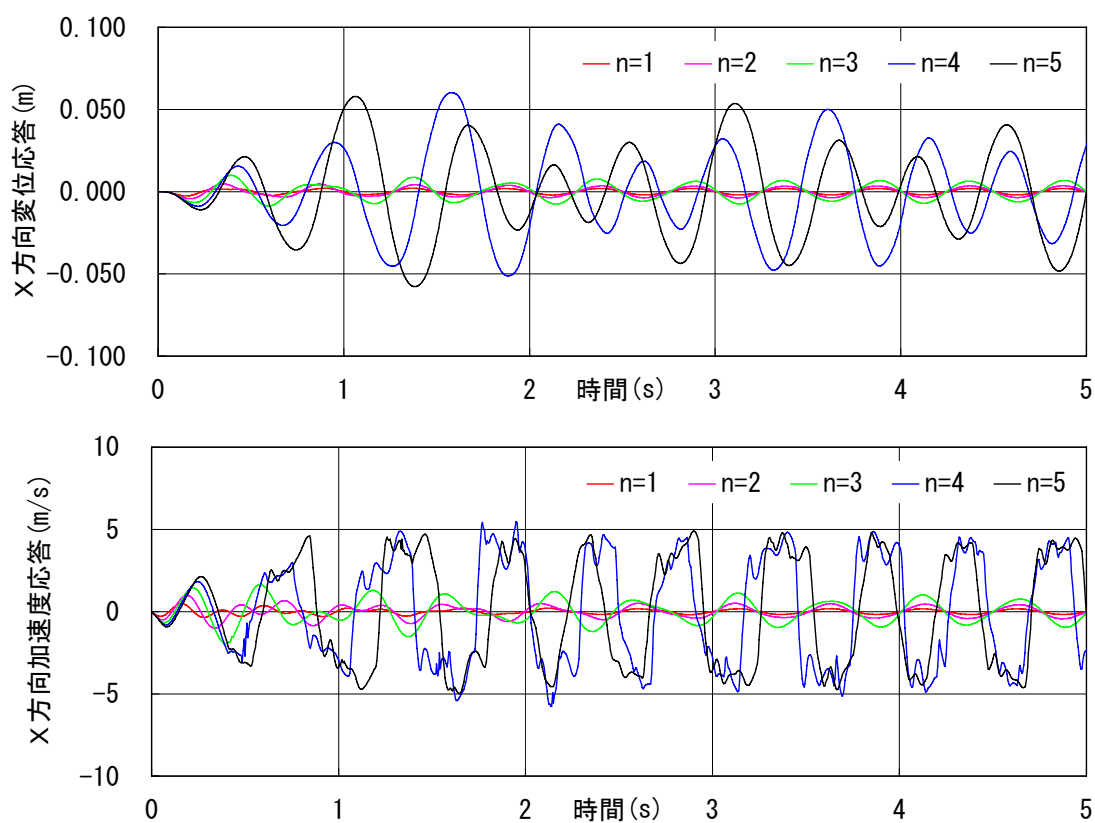


図 5.3.6 解析結果の応答波形(n はブロック分割数)

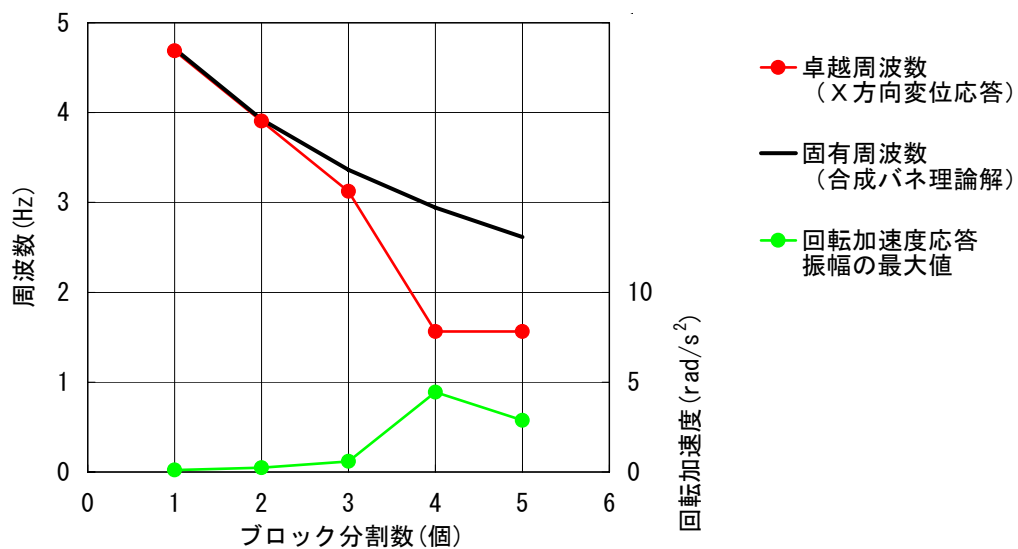


図 5.3.7 ブロック分割数と卓越周波数

(4)ブロックのロッキング現象に関する解析特性の検証

前項の解析で確認された回転を伴った振動応答は、剛体の端点を支点として回転するロッキングと呼ばれる運動に相当し、単純ブロックを対象とした解析を行ってブロックのロッキング現象に関する解析特性ならびに適用性を検証した。

図 5.3.8 に解析形状を示し表 5.3.3 に解析パラメータを示す。解析対象は、上ブロック (1m^2) と下ブロック (3m^2) の2つのブロックから構成し、外力（振動条件）は下ブロックの重心に与えた。不連続面物性に関しては、上下ブロック接触面の内部摩擦角 (ϕ) と接触剛性 (G) をそれぞれ、 $\phi=25\sim45^\circ$ 、 $G=50\sim1,000\text{MN/m}^2$ で変化させた。また、ブロック形状に関しては、上ブロックの対角線角度 (α 、ブロックの縦横比に対応) と上下ブロックの接触面角度 (θ) をそれぞれ、 $\alpha=35\sim55^\circ$ 、 $\theta=0\sim20^\circ$ と変化させた（断面積は一定）。

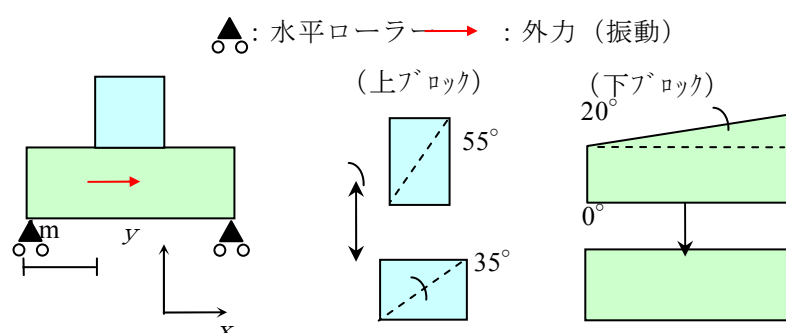


図 5.3.8 ロッキング現象に関する解析モデル

表 5.3.3 ロッキング現象に関する解析パラメータ

設定項目		データ
ブロック	密度 [g/cm ³]	2
	ヤング率 [MN/m ²]	1,000
接触機構	不連続面接触剛性 [MN/m ²] G	50~1,000
	接触減衰係数 [%]	5
不連続面	不連続面の粘着力 [kN/m ²]	0
	不連続面の摩擦角 [度] ϕ	25~45
	傾き [度] θ	0~20
ブロック形状	対角線角度 [度] α	35~55
外力		中越地震観測波 EA231755_65041
解析時間刻み [s]		0.0005

図 5.3.9 に上部ブロックの x 方向変位応答（相対変位）と x 方向加速度応答（絶対加速度）の解析結果例（ $\alpha=45^\circ$ 、 $\phi=35^\circ$ ）を示す。同図から、内部摩擦角の低下によって上部ブロックにすべり変形が生じる傾向が認められる。

図 5.3.10 に上部ブロックの形状を変化させた場合（ $\alpha=35^\circ$ 、 55° ）の、各時間ステップにおける上下ブロックの x 方向速度差と上部ブロック回転速度（それぞれ絶対値）の関係図を示す。同図より解析結果には下記の傾向が認められた。

- 1)各解析結果には微小な回転運動を伴った。
- 2)不連続面の内部摩擦角の低下、接触剛性の低下、下盤傾斜角度の増加、ブロックの対角線角度の増加に伴って回転運動が顕在化した。
- 3)不連続面の内部摩擦角の低下、下盤傾斜角の増加に伴ってすべり変形が顕在化した。
- 4)ブロックの対角線角度と下盤傾斜角によって、変形モード（すべり・回転）が変化した。

図 5.3.10 の回転速度とブロック間速度差には、正の相関が認められた。両者の関係はロッキング現象における回転運動の回転速度と重心の線速度の関係に概ね合致しており（図 5.3.11）、ブロック底辺の端点を中心とする回転運動が解析上で再現されていると捉えられる。

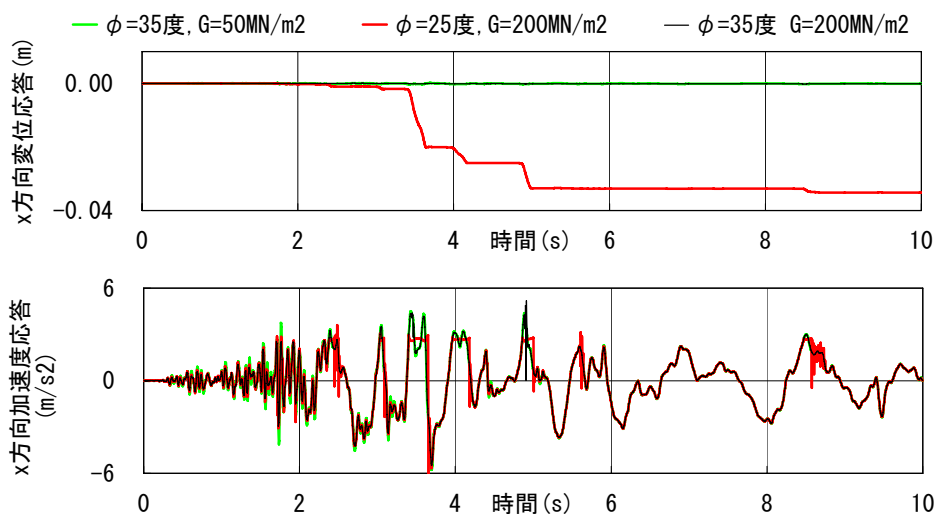


図 5.3.9 解析結果例（上部ブロックの応答）

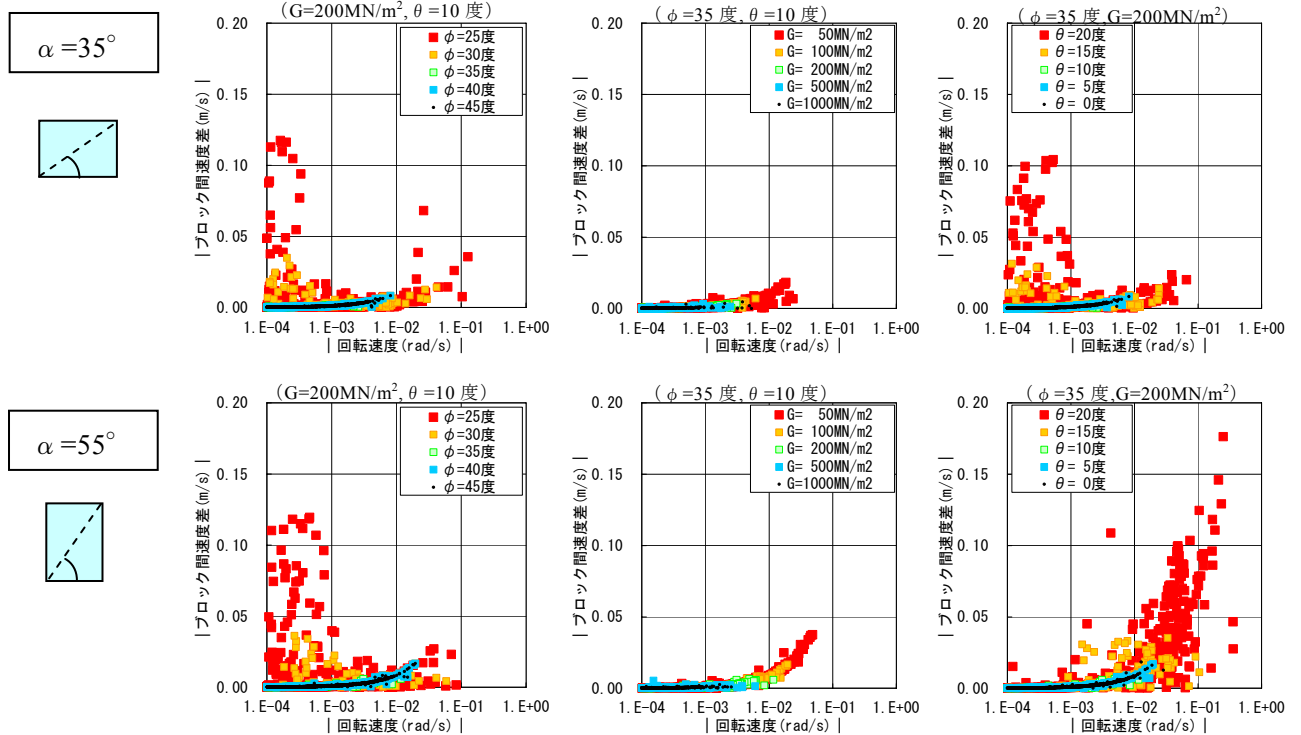


図 5.3.10 上部ブロックの形状と応答解析結果

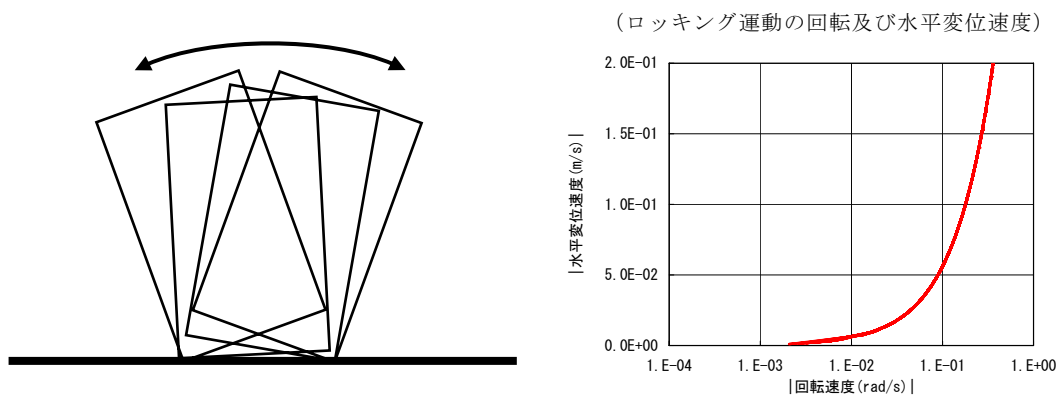


図 5.3.11 ブロックのロッキング現象 (概念図)

5.4 外力条件設定のための振動基盤ブロックの導入

波動伝播速度の比較的速い状態の微小変形を仮定した場合、5.3 節の解析のように入力波を領域全体に同時に作用させ、系の応答を基盤からの相対変位等で近似的に解析する方法が用いられる。一方、複数のブロックによって構成される構造に大きな振動が与えられた場合にはロッキング現象等の剛体的な運動が顕在化しブロック同士が分離する状態を生じると想定され、このような剛体的な応答を考慮して振動条件を設定させる必要がある。

ここでは、不連続変形法におけるブロック応答の解析特性を踏まえ、下端を固定した振動基盤ブロックを導入し、基盤ブロック自体の応答特性を利用して振動条件を入力させる方法を検討した。具体的には、振動基盤ブロックの物性を入力する振動条件と共振する物性に設定し、振動基盤上で入力条件が再現されるように制御する方法について検討した。このときの振動基盤ブロックは、物理的には振動台実験における振動台や岩盤斜面内において連続体として評価可能な非ゆるみ領域として位置付けることができる。

図 5.4.1 に解析モデル形状を示し、表 5.4.1 に解析パラメータを示す。振動基盤ブロックの振動応答については、基盤ブロックの共振特性を考慮して、基盤ブロックにおいて外力加速度の増幅率が概ね 1.0 となるように基盤ブロックの物性を制御した (図 5.4.2)。なお、増幅率の評価は次式に拠った⁴⁾。

$$M_a = \frac{\omega^2}{p^2} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2 + \frac{4h^2\omega^2}{p^2}}} \quad (5.4.1)$$

$$M_d = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2 + \frac{4h^2\omega^2}{p^2}}} \quad (5.4.2)$$

$$M_v = \frac{\omega}{p} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2 + \frac{4h^2\omega^2}{p^2}}} \quad (5.4.3)$$

ここに、 M_a : 加速度増幅率、 M_d : 変位増幅率、 M_v : 速度増幅率、 p : 固有振動数、 ω : 強制外力振動数、 h : 減衰定数である。

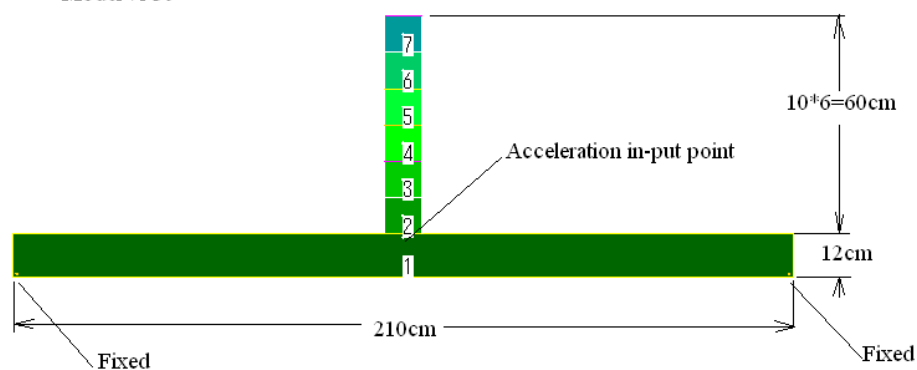


図 5.4.1 振動基盤ブロックの関する解析モデル

表 5.4.2 振動基盤ブロックの関する解析パラメータ

時間刻み	0.0005 sec
入力周波数	2 Hz
弾性係数 (基盤ブロック)	200 MN/m
弾性係数(上部ブロック)	160 MN/m
ポアソン比 (基盤ブロック)	0.2
ポアソン比(上部ブロック)	0.3
ブロック表面の摩擦角	30 degree
ペナルティ係数(Kn)	160 MN/m
ペナルティ係数(Ks)	160 MN/m
ブロックの粘性係数	0.05
速度エネルギー比	0.81
単位体積重量(基盤ブロック)	20 kN/m ³
単位体積重量(上部ブロック)	12 kN/m ³

増幅率(Ma)(w=5Hz, h=0.1の場合)

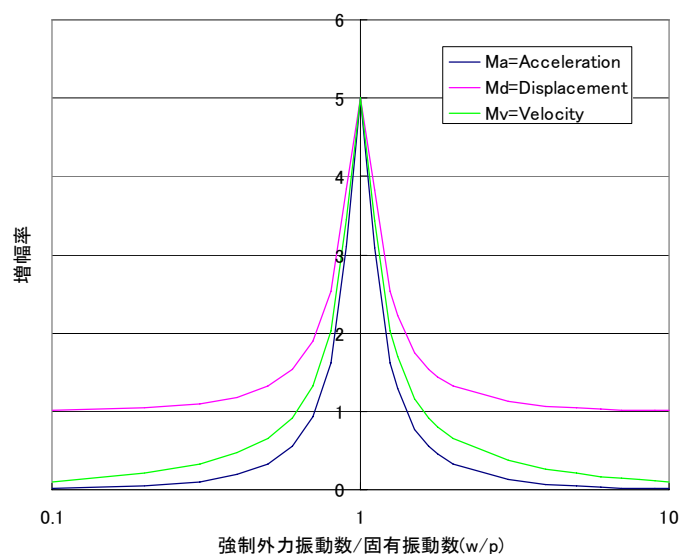
図 5.4.2 共振特性⁴⁾をもとに作成

図 5.4.3 に各ブロック中心の水平変位と水平方向加速度の応答波形を示し、図 5.4.4 に変位量の経時変化図を示す。

解析結果における振動基盤ブロックの応答波形の周期は入力波形と同様に概ね 2 秒を示した。また、振動基盤ブロック上位の各応答には下部から上部に向かって時間差が認められ、基盤ブロックに与えられた振動が不連続面を介して上部に伝播する過程が再現されたと捉えられる。振動条件の設定方法としては、強制変位による方法や水平ローラ等を用いて加速度を入力する方法等があるが、今回の方法は加速度を用いた原点復帰型の設定方法として特徴付けられ、過去の地震加速度記録を振動条件として設定する場合等において有効な方法と考えられる。

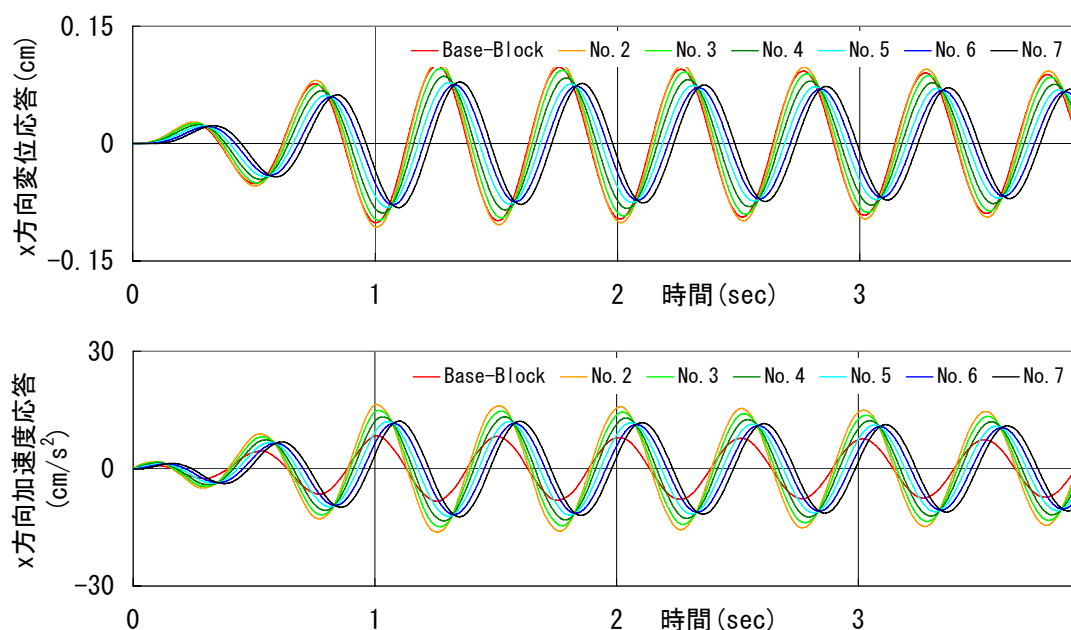


図 5.3.3 振動基盤ブロックの関する解析結果の応答波形

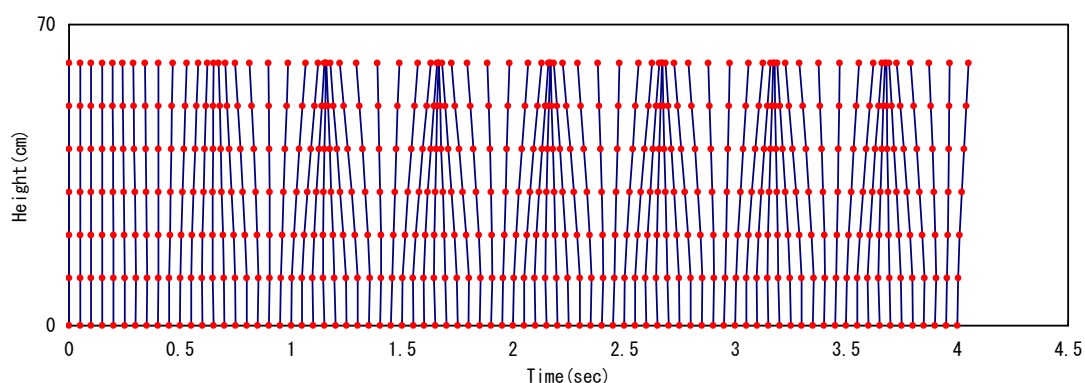


図 5.3.4 変形量の経時変化図

5.5 振動台実験の事例解析

(1)概 要

図 5.5.1 に示す岩盤斜面上の不安定岩塊を模した振動台実験について、不連続変形法解析の再現解析行って、適用性を検証した結果を示す。

実験では、斜面高さ・碎石の内部摩擦角・振動条件を変更させて碎石の挙動を解析した。これらの実験ケースの一覧を表 5.5.1～表 5.5.2 に示す。

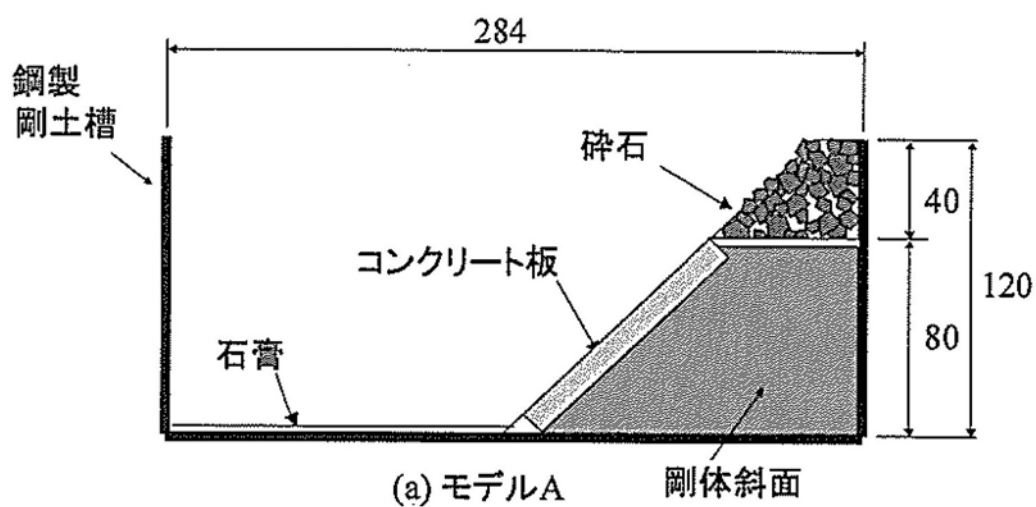


図 5.5.1 振動実験の概念図

表 5.5.1 実験ケースの一覧

ケース番号	平均勾配	高さ	摩擦係数	最大加速度
1-1	41 度	120cm	40 度	700gal
1-2	41 度	120cm	35 度	700gal
1-3	41 度	120cm	40 度	400gal
2-1	41 度	80cm	40 度	700gal
2-2	41 度	80cm	35 度	700gal
2-3	41 度	80cm	40 度	400gal

表 5.5.2 実験材料の物性・解析パラメータ

弾性係数	15*103N/mm2
ポアソン比	0.2
密度	2.57g/cm3
減衰定数	0.1
摩擦角	40deg.,35deg
時間刻み	0.001
ペナルティ	15*103N/mm3
時間ステップ	15000
最大変位比	0.001

(2) 碎石形状のモデル化

碎石は、図 5.5.2 の振動台上の斜面モデルに設定された領域について、直交する傾斜角が 40 度～-40 度のジョイントを想定し、ジョイント間隔について正規分布を仮定して、乱数によってジョイントを発生（約 200 個）させ、これらのジョイント分割によって碎石に対応する形状モデルを生成させた。図 5.5.3 に発生させた碎石の辺長分布を示す。

解析では、これらの発生させた碎石ブロックを斜面ブロックの上方 40cm から、約 1.6 秒で斜面ブロックに落下させ、初期不整を与え、これを初期状態とした。

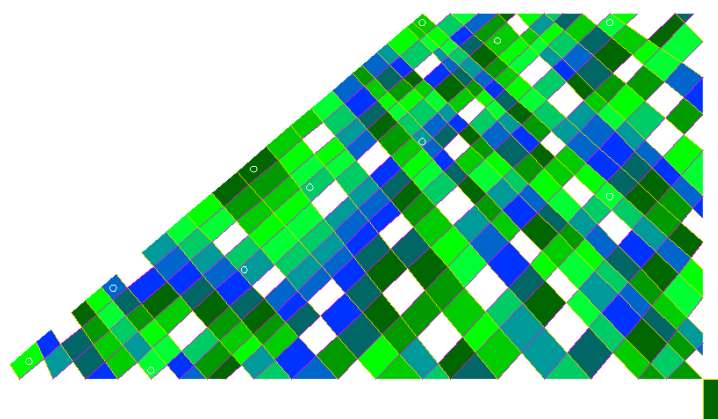


図 5.5.2 碎石モデルの傾斜とジョイント間隔

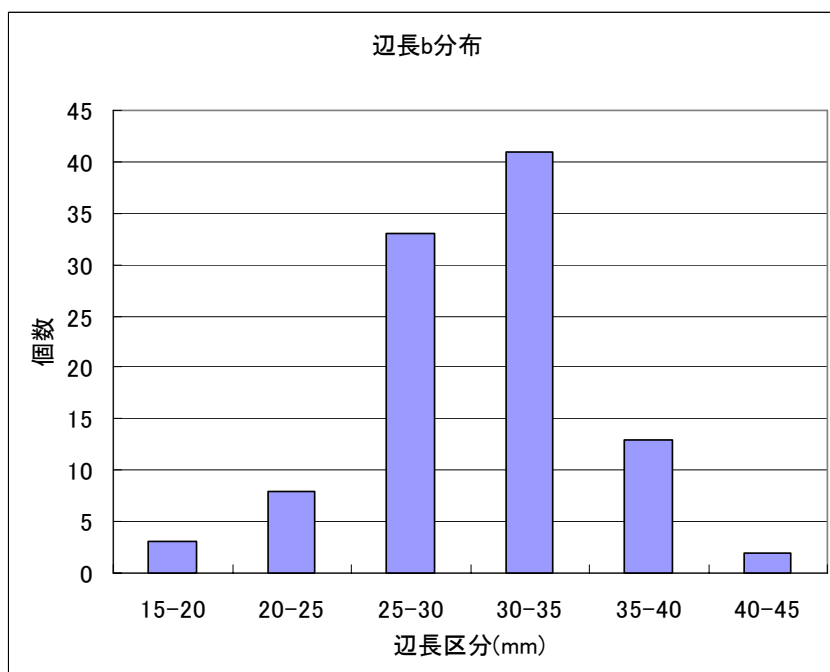


図 5.5.3 碎石の辺長分布

(3)基盤ブロック応答

2種類の解析ケース（入力加速度の最大が 700gal と 400gal）の基盤ブロックの応答解析結果を図 5.5.4～5.5.7 に示す。

各ケースの基盤ブロックの応答は概ね合致しており、原点復帰型の震動入力方法によって震動条件が基盤ブロック上で再現されていると捉えられる。

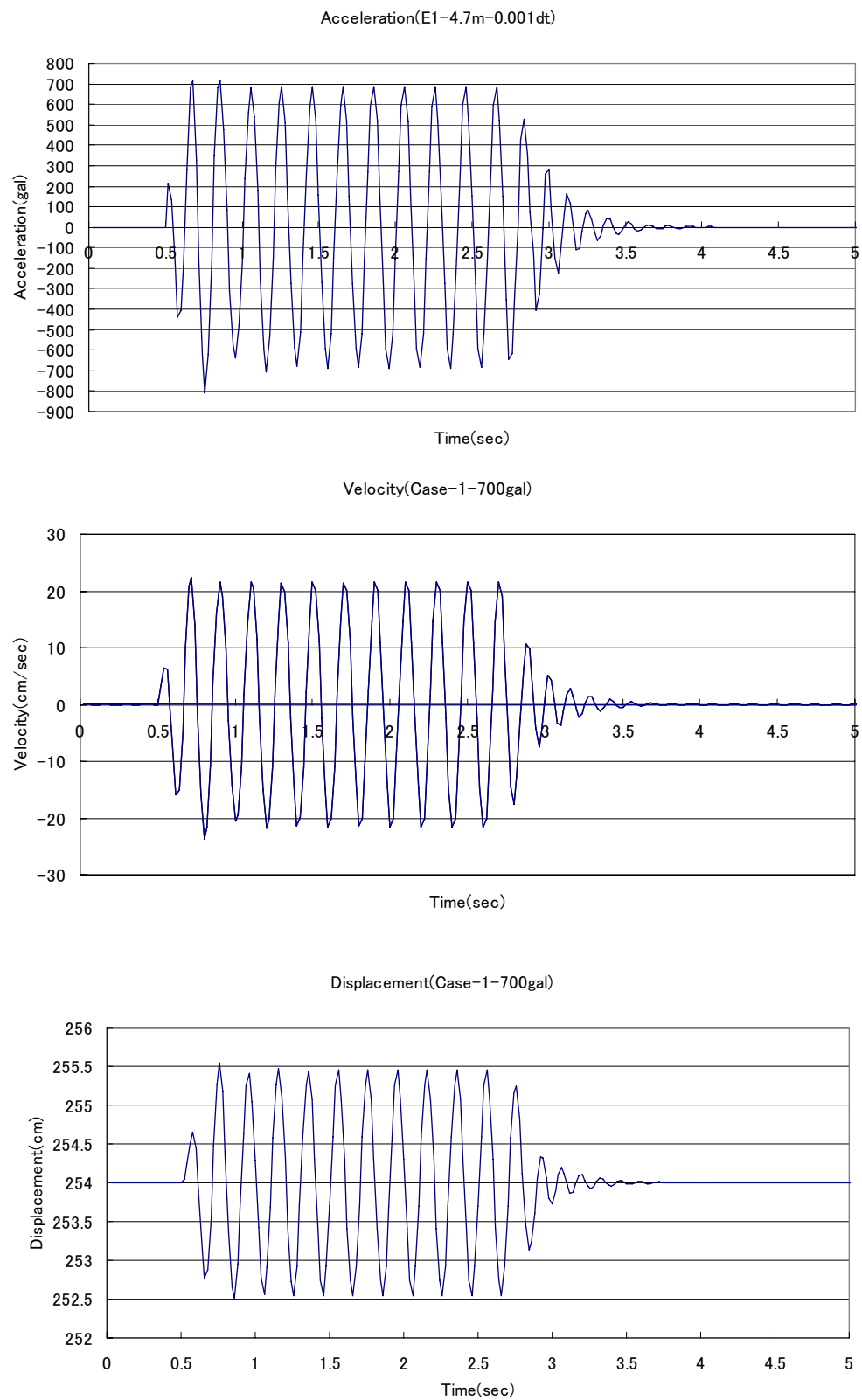


図 5.5.4 CASE-1(700gal) 基盤ブロック応答

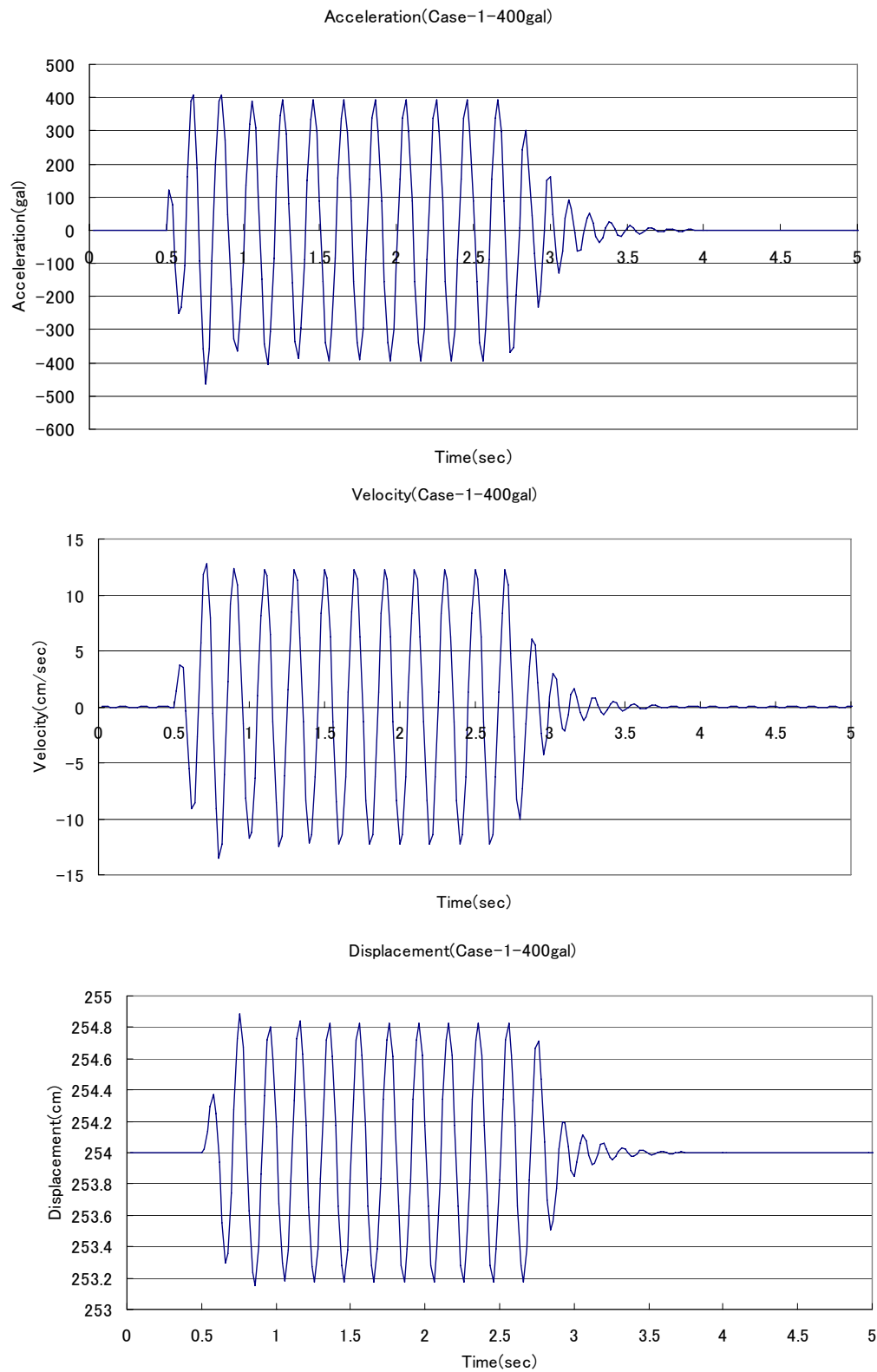


図 5.5.5 CASE-1(400gal) 基盤ブロック応答

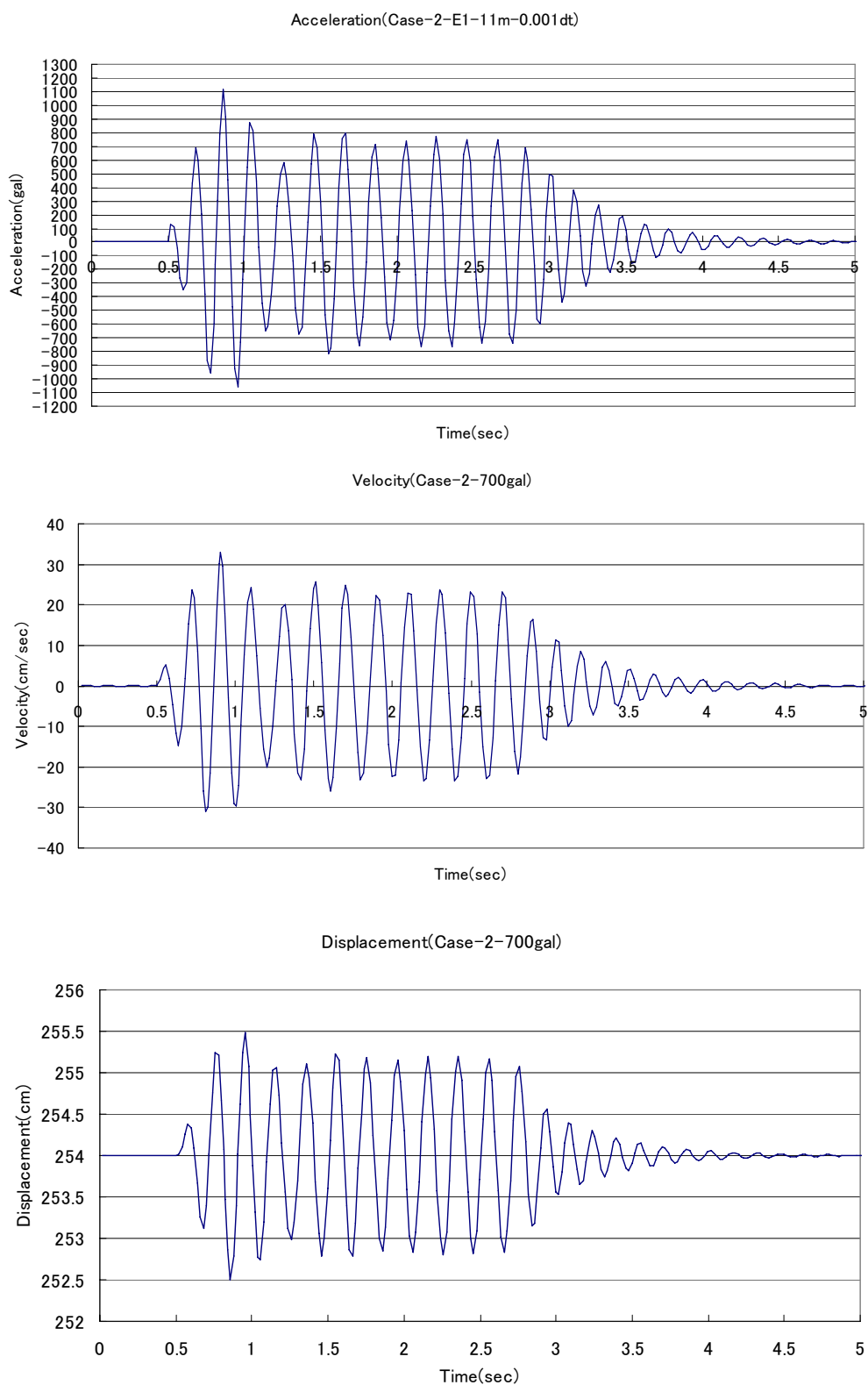


図 5.5.6 CASE-2(700gal) 基盤ブロック応答

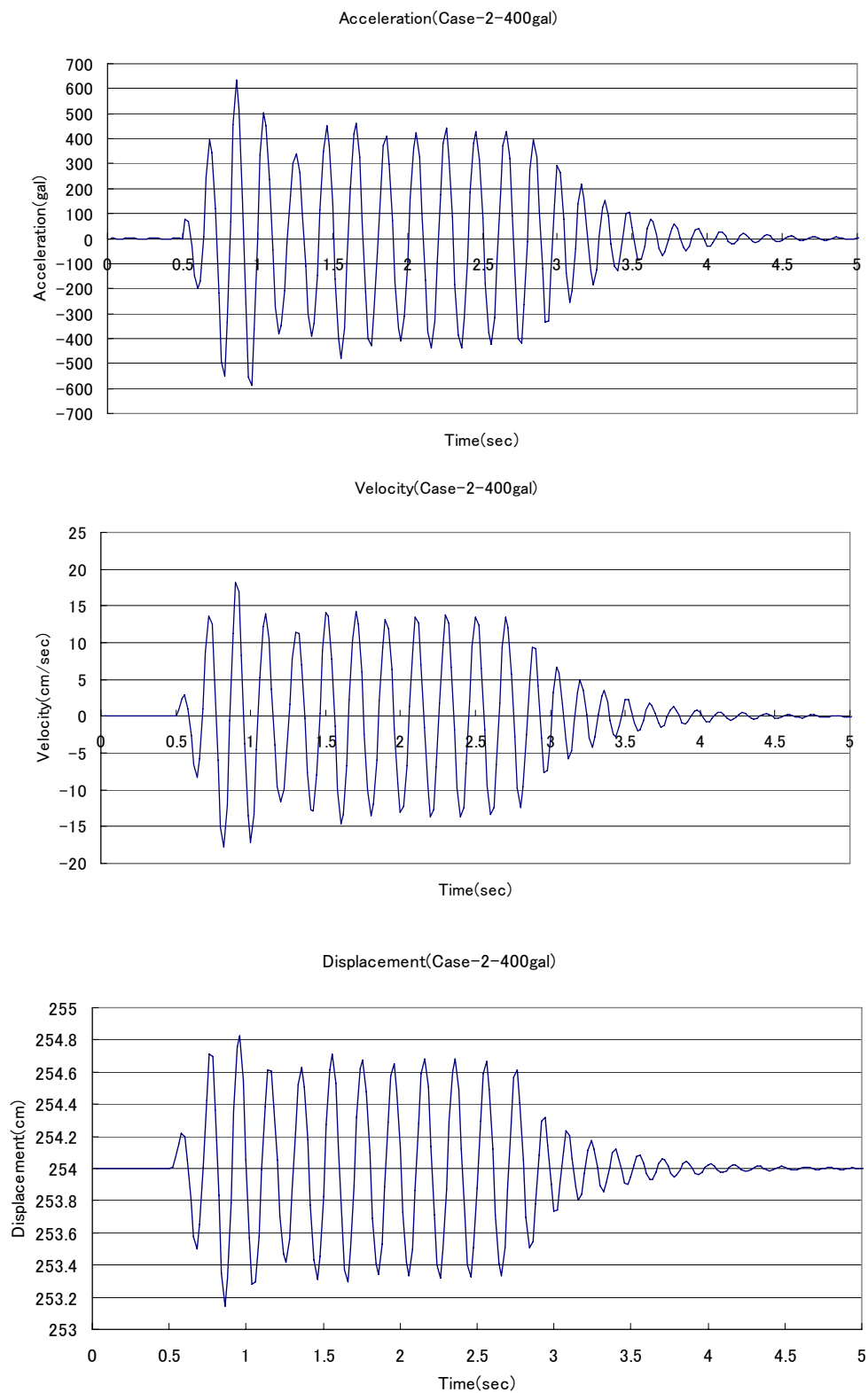


図 5.5.7 CASE-2(400gal) 基盤ブロック応答

(4)解析結果

図 5.5.8～図 5.5.8 に各解析ケースの解析結果図を示す。

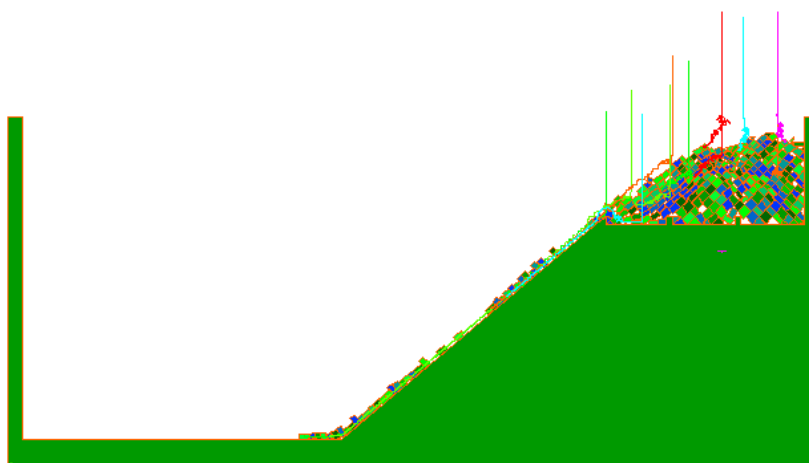


図 5.5.8 応答解析結果(Case-1-1-1,fai=40,700gal,12.6sec)

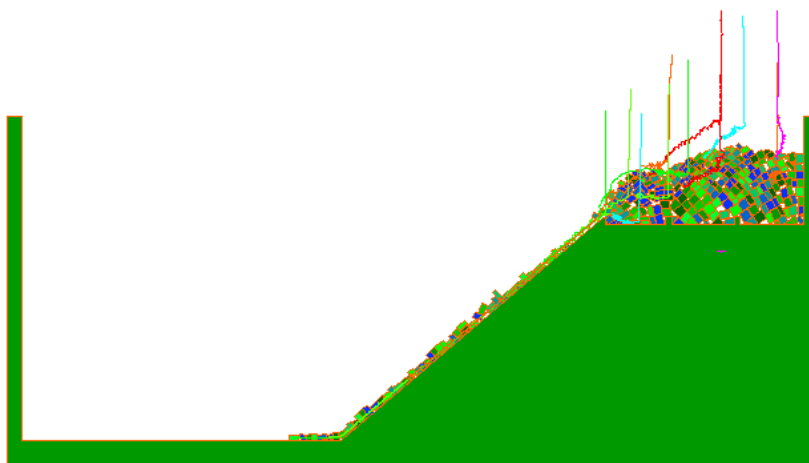


図 5.5.9 応答解析結果(Case-1-2-,fai=35,700gal,12sec)

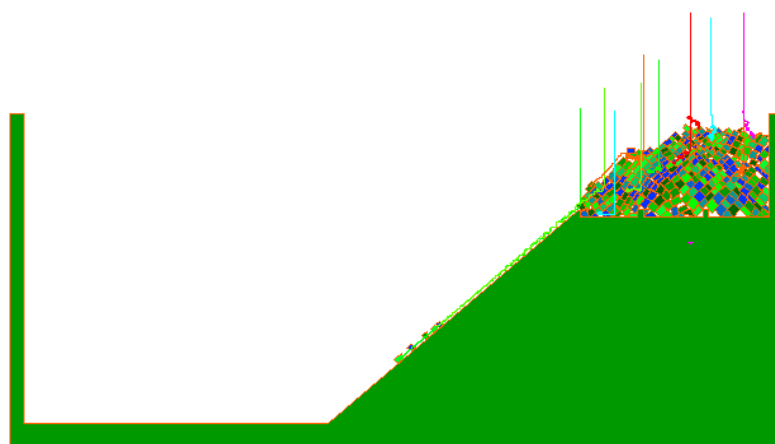


図 5.5.10 応答解析結果(Case-1-3-,fai=40,400gal,12.6sec)

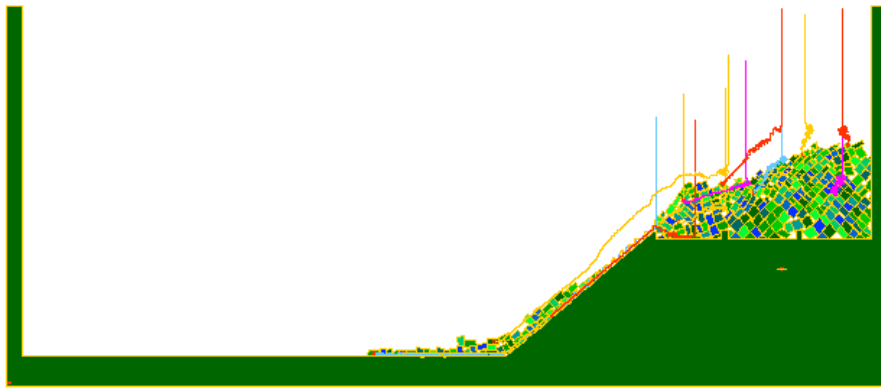


図 5.5.11 応答解析結果(Case-2-1-, $f_{ai}=40,700\text{gal}$,8 sec)

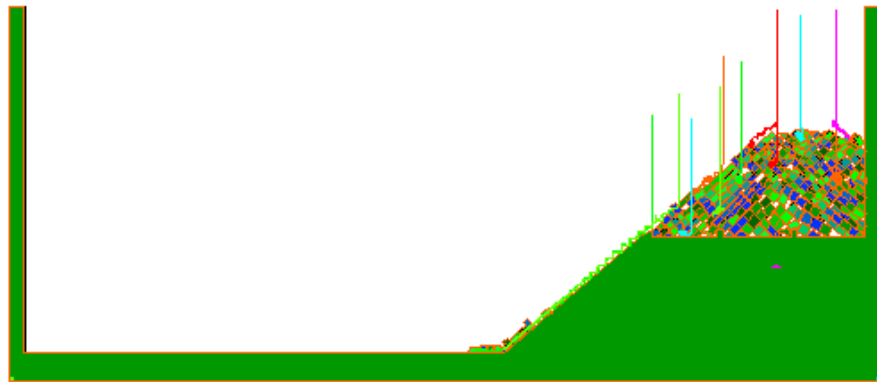


図 5.5.12 応答解析結果(Case-2-2-, $f_{ai}=35,700\text{gal}$,8 sec)

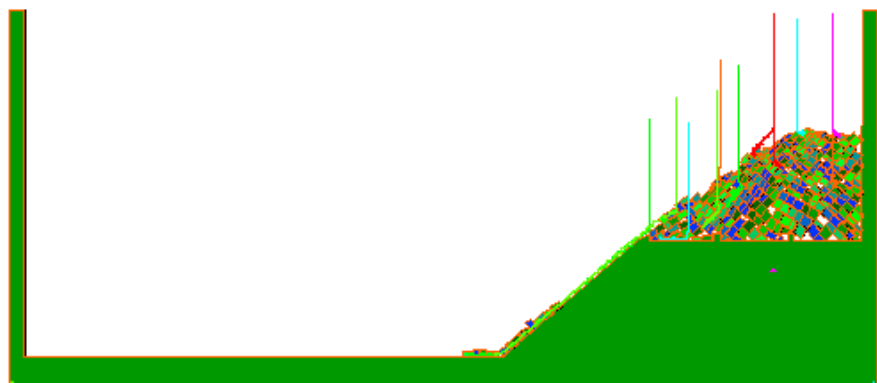


図 5.5.13 応答解析結果(Case-2-3-, $f_{ai}=40,400\text{gal}$,8sec)

(5)解析結果と実験結果の比較

a) ケース 1-1 (Model-1, $fai=40$, 700gal)

加震後の斜面の形状は実験結果に概ね一致しているが、法尻の形状は多少異なっている。

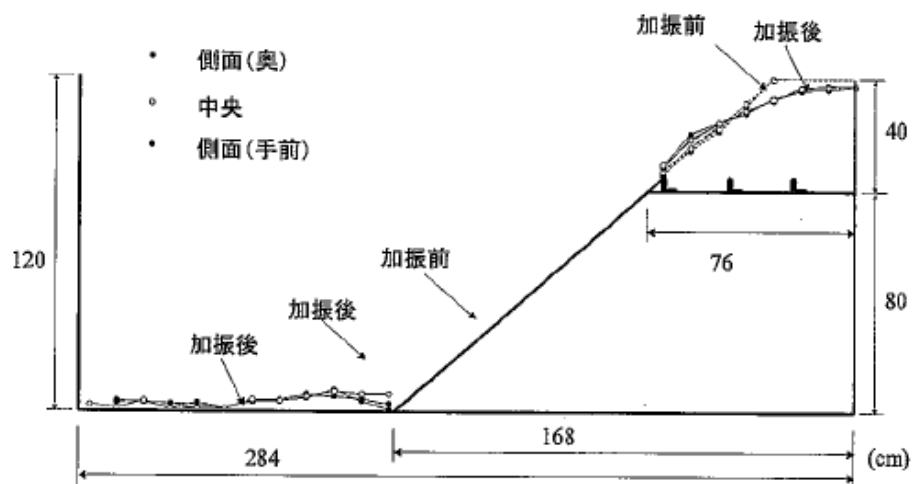


図 5.5.13 実験結果(Model-1, $fai=40$, 700gal)

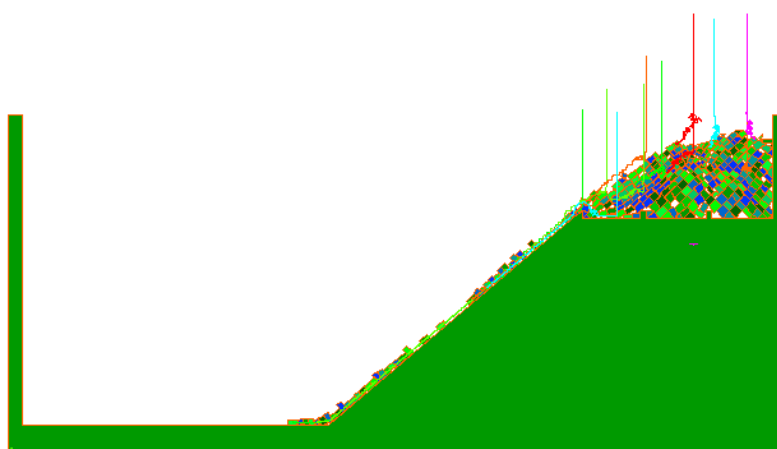


図 5.5.14 解析結果(Model-1, $fai=40$, 700gal)

b) ケース 1-3(Model-1, $f_{ai}=40$, 400gal)

加震後の斜面の形状は実験結果に概ね一致しているが、法上部の形状は多少異なっている。

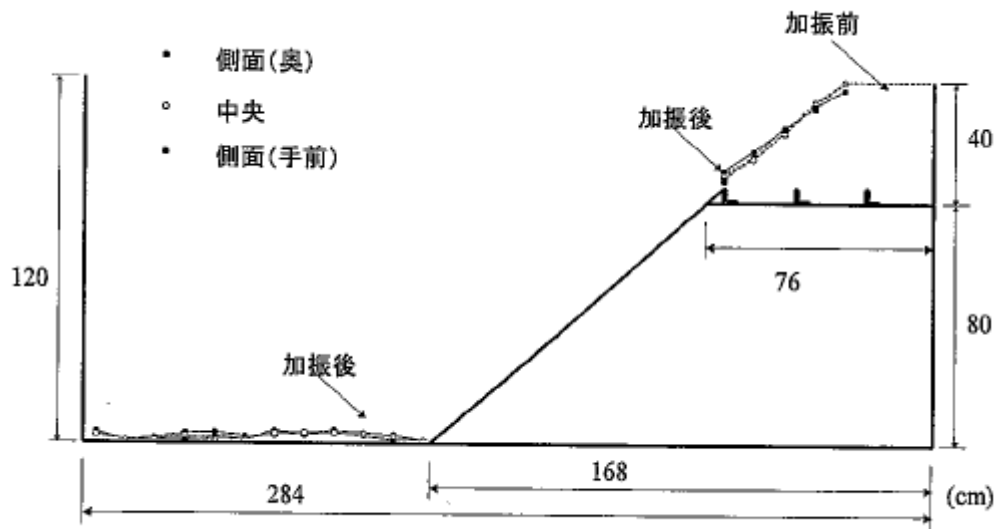


図 5.5.15 実験結果(Model-1, $f_{ai}=40$, 400gal)

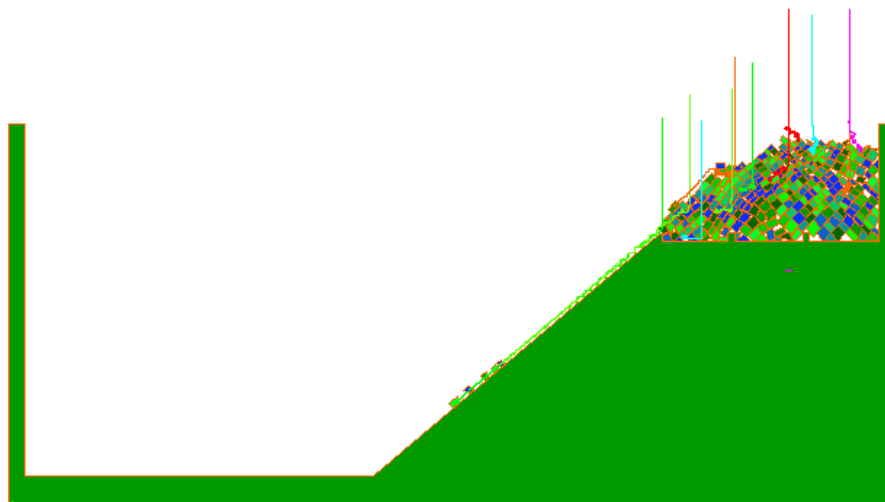


図 5.5.16 解析結果(Model-1, $f_{ai}=40$, 400gal)

c) ケース 2-1 (Model-2, $fai=40$, 700gal)

加震後の斜面の形状は実験結果に概ね一致しているが、法部の形状は多少異なっている。

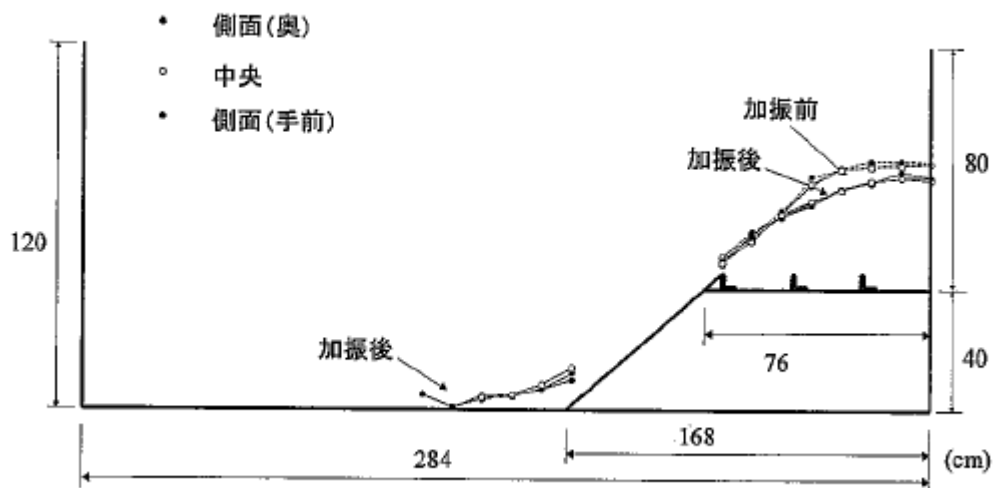


図 5.5.17 実験結果(Model-2, $fai=40$, 700gal)

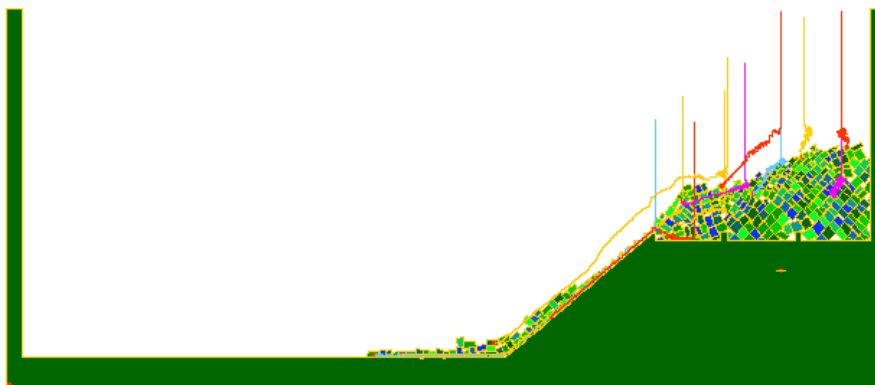


図 5.5.18 解析結果(Model-2, $fai=40$, 700gal)

e) ケース 2-3 (Model-2, $f_{ai}=40$, 400gal)

加震後の斜面の形状は実験結果に概ね一致している。

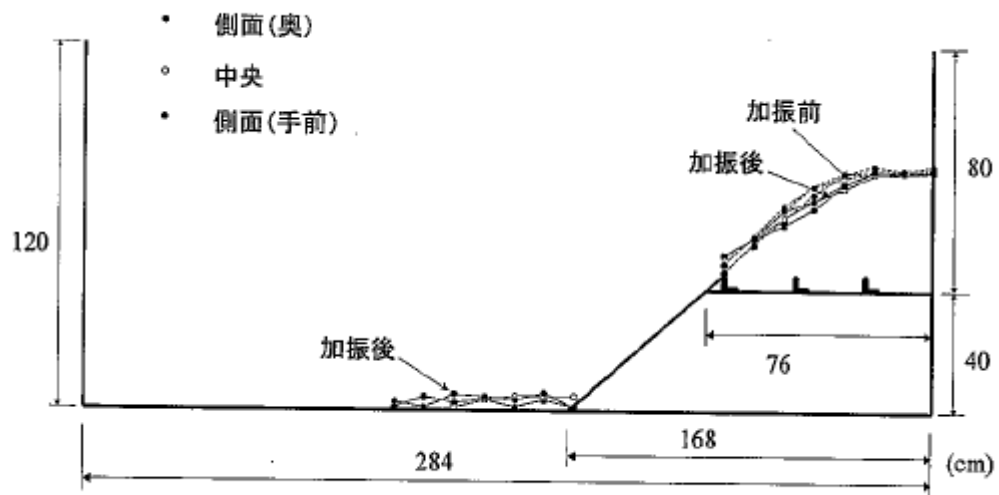


図 5.5.19 実験結果(Model-2, $f_{ai}=40$, 400gal)



図 5.5.20 解析結果(Model-2, $f_{ai}=40$, 400gal)

(6)解析結果の評価

振動台実験に関する解析結果の上部採石の変状状況は、大局的には実験結果に合致しており、DDAによって振動時の挙動を再現できたと捉えられる。また解析上の振動基盤についても、振動条件とした設定した振動応答が概ね得られた。

5.6 地震時岩盤崩壊の事例解析

(1) 概要

実際に発生した地震時斜面崩壊事例を対象とした再現解析を行って、前章までに検討した解析手法の適用性について検証する。本事例は 2004 年新潟県中越地震における斜面崩壊箇所⁵⁾の 1 つで、道路沿いの延長約 300m に達する大規模崩壊事例である。

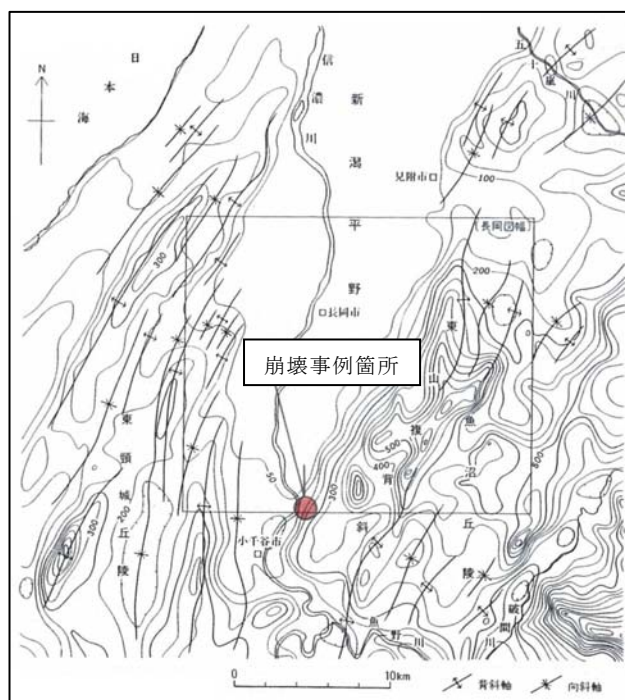


図 5.6.1 位置図⁵⁾に加筆

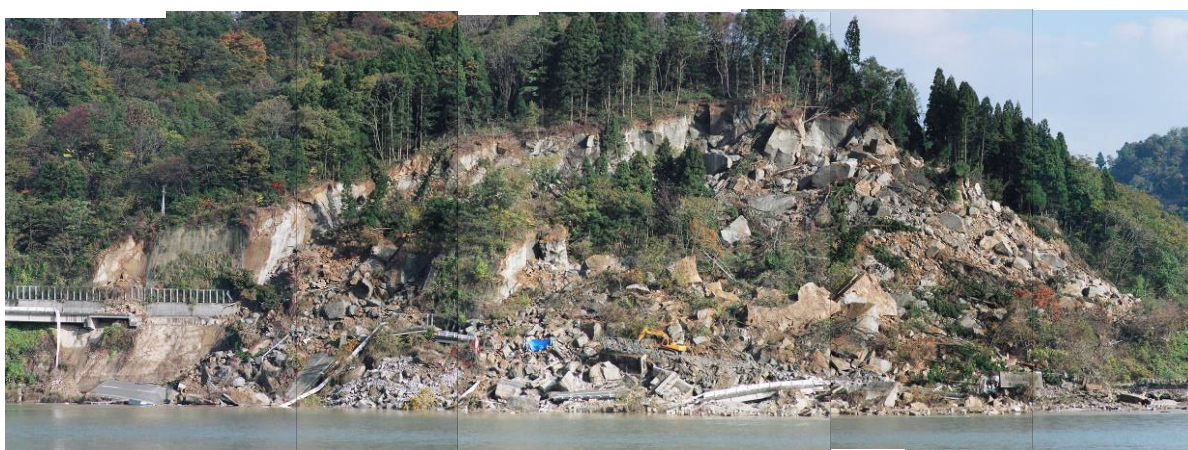


写真 5.6.1 崩壊箇所全景

(2)地形地質概要

崩壊事例箇所は新潟県長岡市南東の東山丘陵内の信濃川の右岸斜面であり、斜面頂部は標高 150m 前後（信濃川とは 110～115m 程度の比高差）を示す。東山丘陵の稜線はいわゆる“新潟方向”と呼ばれる北北東方向に極めて明瞭に直線的に延びており、「白岩層」の地質構造（走向方向）を強く反映している。

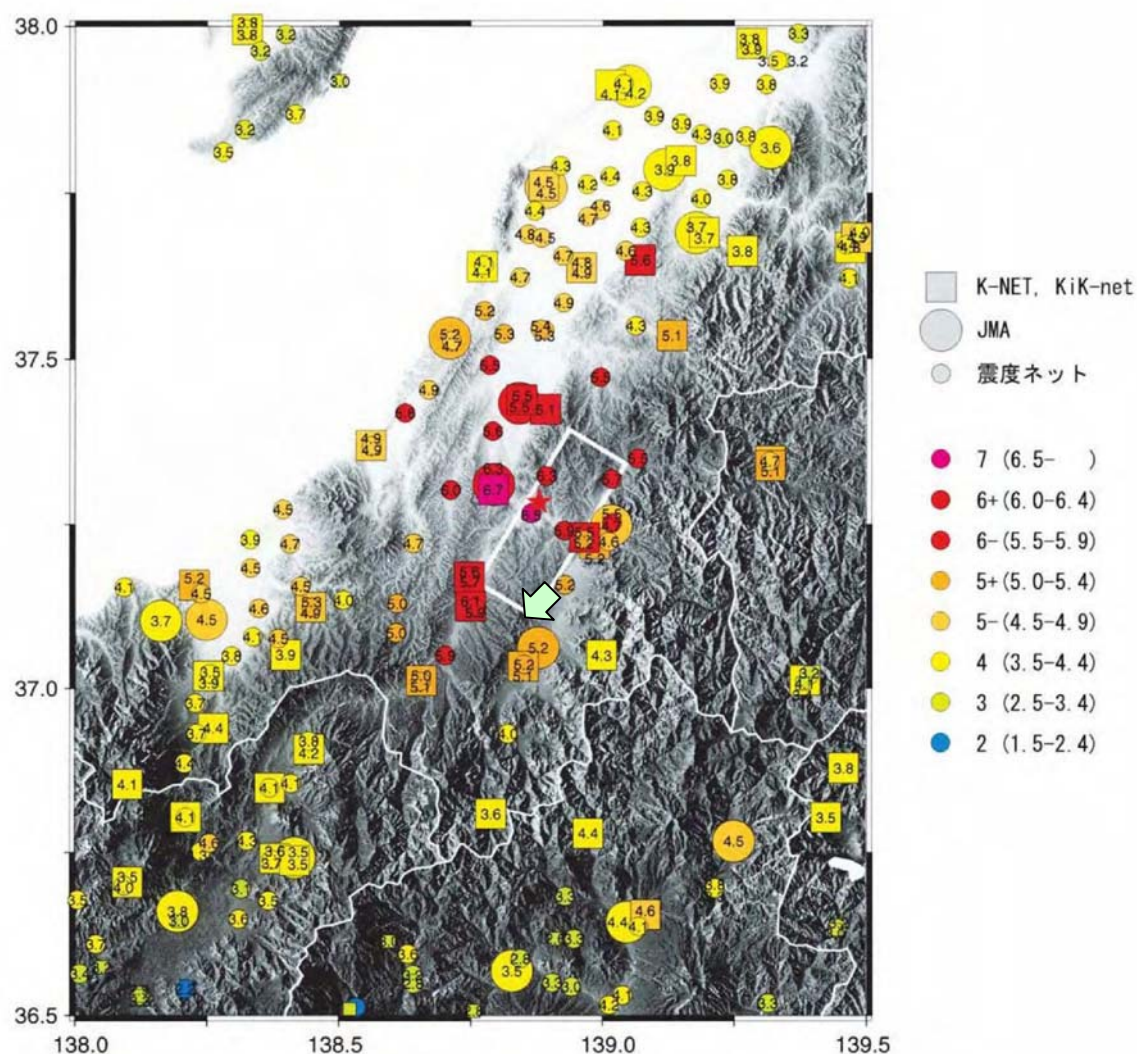
斜面を構成する新第三紀鮮新世の白岩層（約 300 万年前の地層）は新潟油田地域年代層序区分の西山層に相当する地層で、一般に青灰色の塊状シルト質泥岩、ないし砂質シルト岩～泥質細粒砂岩からなる。風化すると灰白色を呈して細かく割れにくく、しばしば急崖を形成する。地質構造は概ね NS の走向で、西へ向かって 20° 前後で傾斜し、崩壊箇所では信濃川へ向かって傾斜することとなり、流れ盤構造を形成している。



写真 5.6.2 白岩層模式地の露頭（崩壊前）⁵⁾

(3)地震規模及び震動特性

図 5.6.2～5.6.4 に地震動の観測資料を示す。観測記録には 1500～1750gal の最大加速度が認められ、非常に大きな地震動が発生した点が特徴となっている。また、検討箇所近傍の応答スペクトルでは、周期=0.7 秒付近にピークが認められ、最大速度応答は 600cm/s を示した。



第3図 K-NET 及び KiK-net の地表加速度記録から求められた震度相当値、及び震度観測点（気象庁、地方公共団体）で得られた計測震度値。

Fig.3 Distribution of seismic intensities calculated from accelerograms of K-NET and KiK-net (squares), observed by seismic intensity meters of JMA (large circles) and local governments (small circles).

図 5.6.2 本震の震度分布⁶⁾

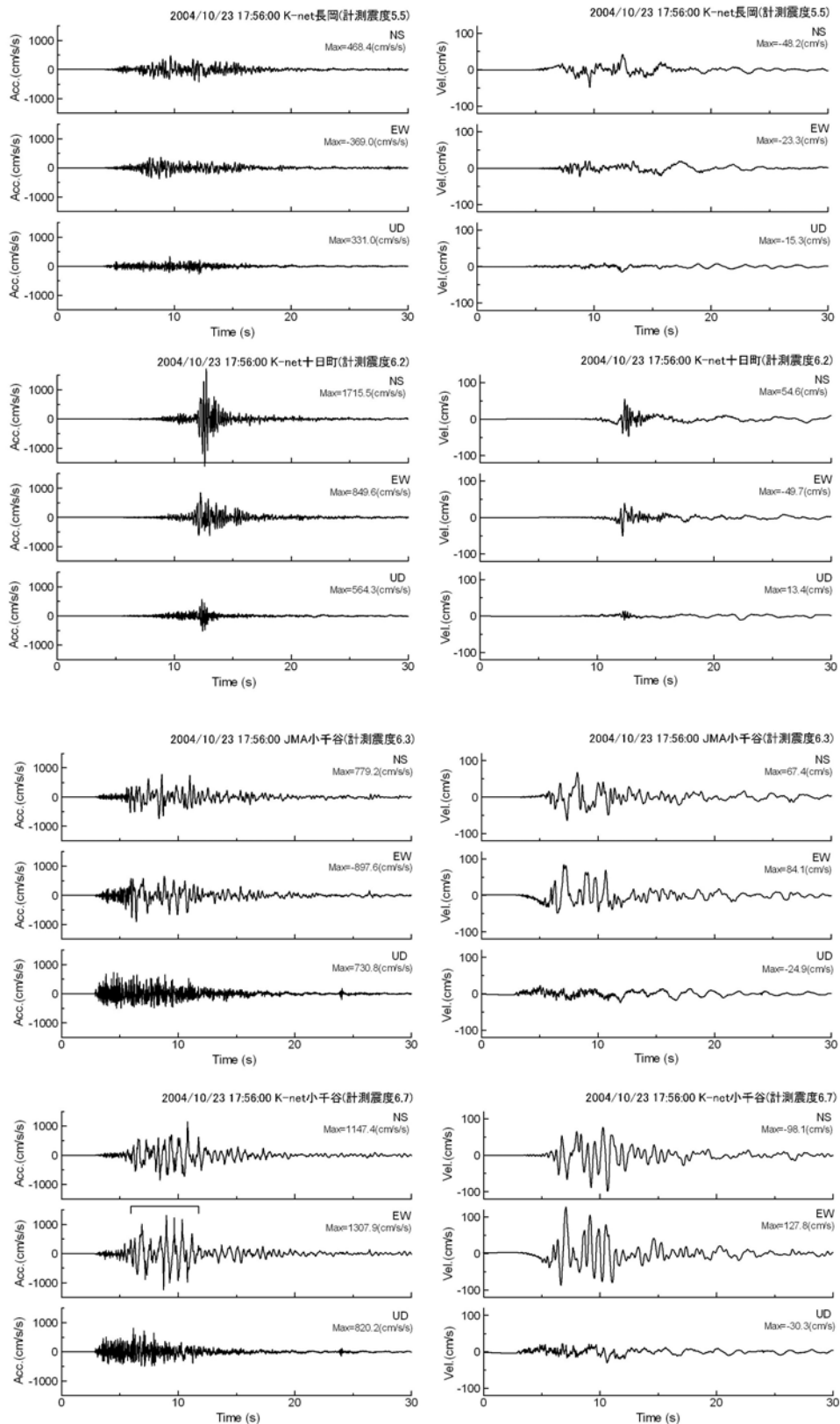


図 5.6.3 主要地点の加速度波形記録⁷⁾

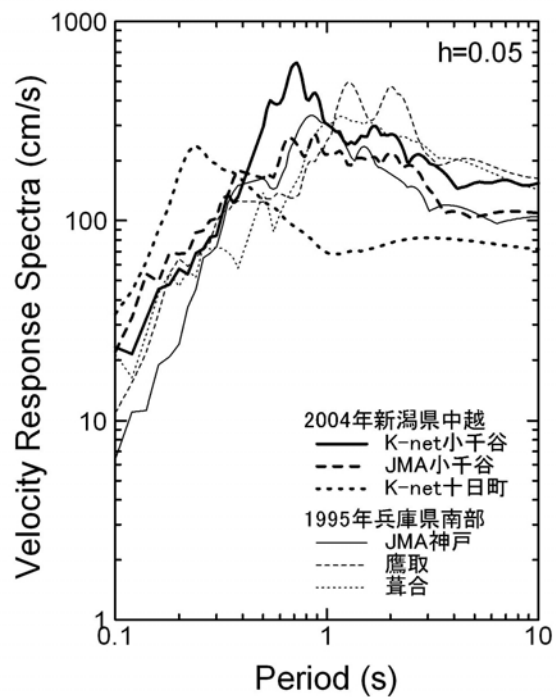


図3 新潟県中越地震と兵庫県南部地震での
速度応答スペクトルの比較

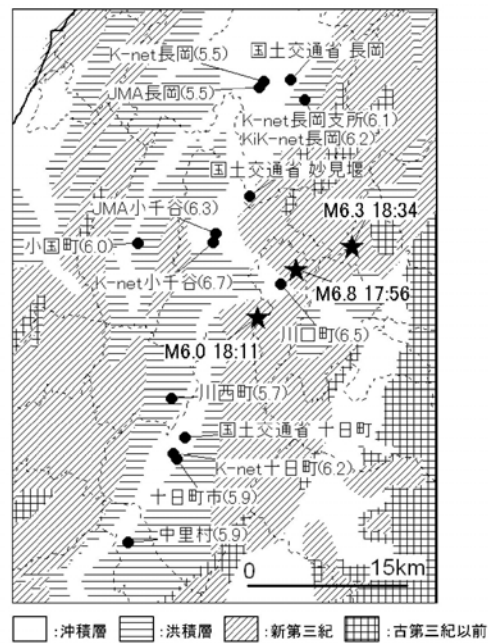


図4 常時微動観測点と表層地質
(括弧内の数字は本震での計測震度を表す)

図 5.6.4 主要地点の地震動のフーリエ速度スペクトル⁷⁾

(3)岩盤崩壊状況

崩壊の規模は

幅 : 約 200m、長さ : 約 120m、深さ : 約 30～50m

体積 : 約 50 万 m³

であり、崩壊土塊は数 m～10m 規模の岩塊と岩屑等からなり、崩壊土塊の中央からやや前方（移動方向側）は凸状の形状を呈し、崩壊前斜面末端(想定)から 100～150m 程度の位置まで到達した。

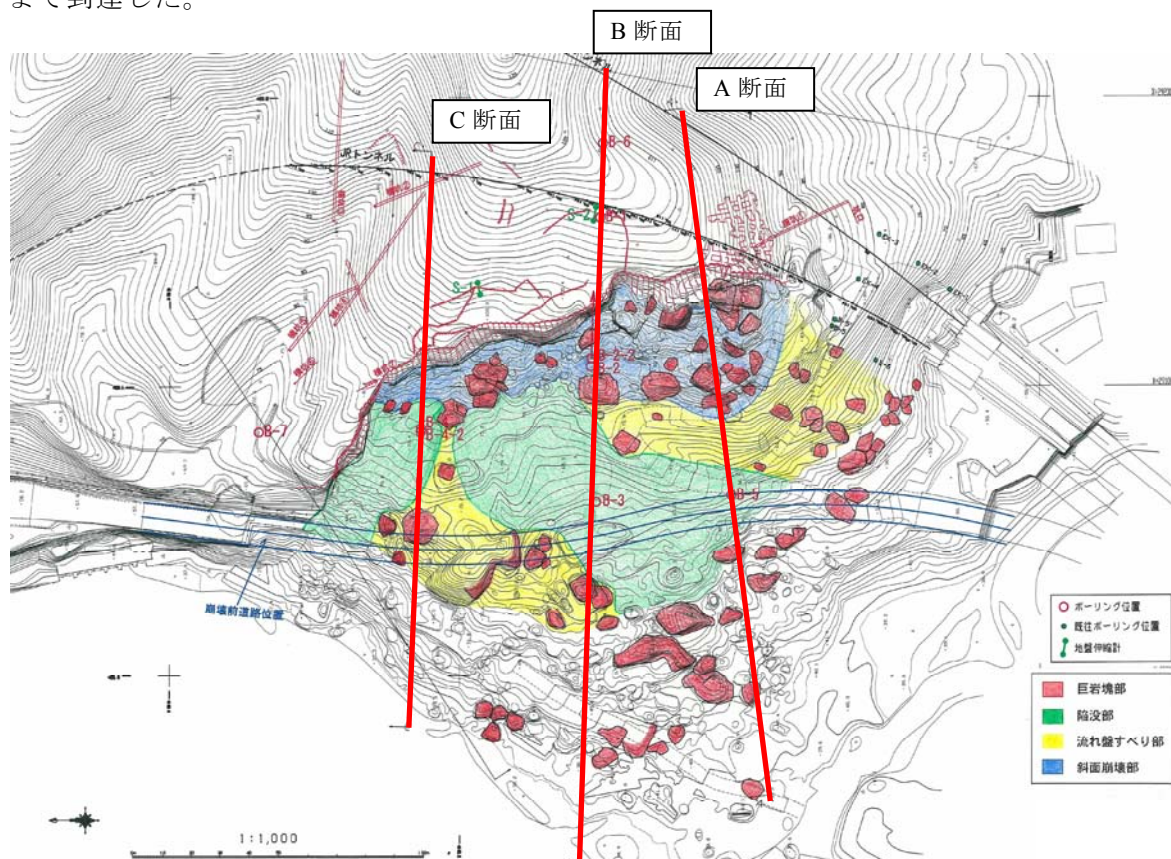


図 5.6.4 岩盤斜面崩壊範囲及び崩壊土砂分布



写真 5.6.3 崩壊土塊状況

(4)地質特性

現地調査結果に基づく当該箇所の地質状況を、図 5.6.5 の地質断面図に示す。

地質構造は全体に 20° 程度の緩い西傾斜で、斜面に対して流れ盤構造をなす。層理面の走向・傾斜は、概ね N10° E、20° W。を示す。

砂質泥岩中に挟在する凝灰質砂岩は、透水性が高く、コアでは酸化褐色化し脆弱であり、すべり面を形成したものと推定された。当該層は磨き砂採取のため広範囲にわたって過去に採掘されている。このため崩壊地周辺には過去の採掘に伴った空洞が分布する。また、砂質泥岩はスレーキング（乾湿の繰り返しで細粒化）しやすい傾向を示した。

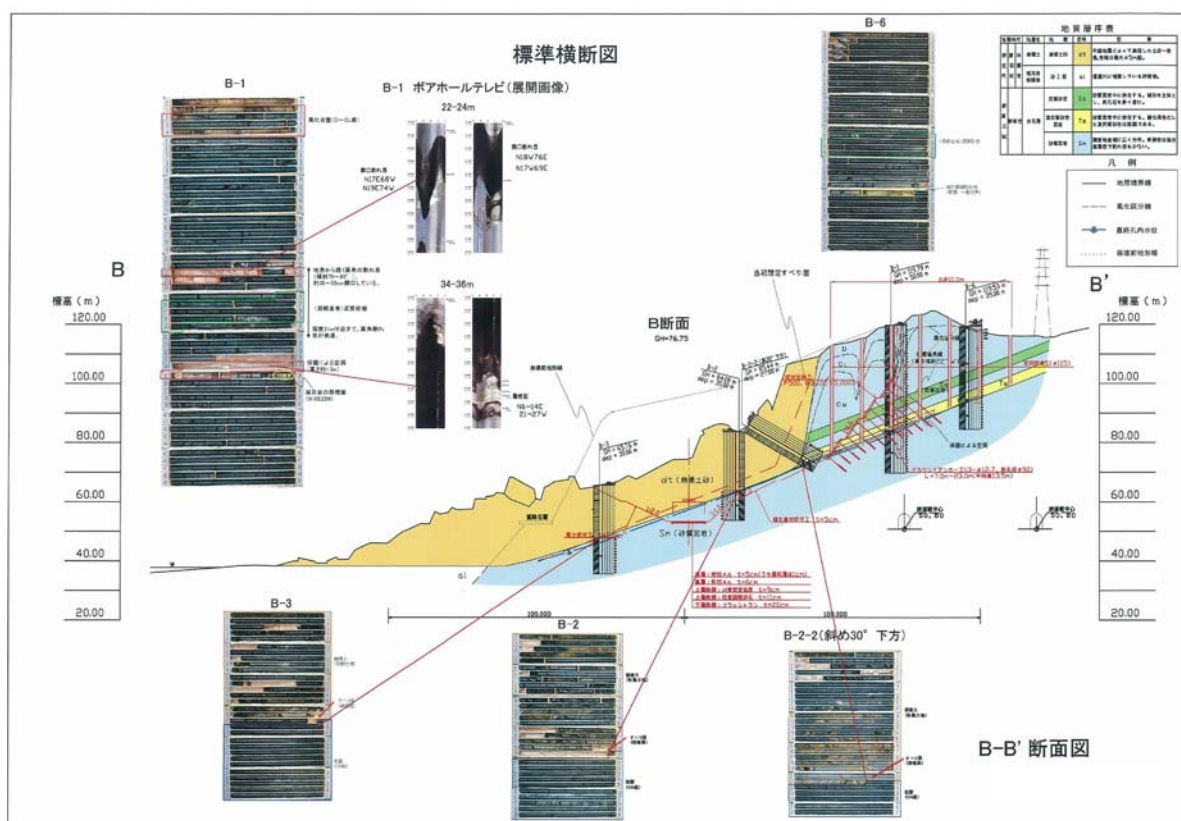


図 5.6.5 地質断面図 (B 断面)



写真 5.6.3 採掘跡（空洞）状況

(5)地盤特性

原位置試験及び室内岩石試験に基づく地盤の強度定数を、表 5.6.1 に示す。

当該地区の地盤は新第三紀の堆積岩類によって構成され、ボーリングコア等では棒状コアを呈するが、強度定数の点では一般的な CL 岩盤に相当する。

表 5.6.1 当該箇所の地盤強度定数の検討結果

地 質	密度 ρ (g/cm ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E (kN/m ²)	静ポアソン比 ν
崩壊土砂	1.90	70	32	5.00E+05	0.30
砂質泥岩	1.90	205	38	1.00E+06	0.22
泥質砂岩	1.90	255	37	1.08E+06	0.20
凝灰質泥岩	1.85	290	37	1.04E+06	0.20

表 5.6.2 岩盤等級と地盤の強度定数⁸⁾

岩盤等級	岩 盤 の 変 形 係 数 (kgf/cm ²)	岩 盤 の 弾 性 係 数 (kgf/cm ²)	岩 盤 の 粘 着 力 (kgf/cm ²)	岩 盤 の 内部摩擦角 (°)	岩 盤 の 弾 性 波 速 度 (km/sec)	ロックテスト ハンマー 反 発 度	孔内載荷試験による		引 き 抜 き 試験による せん断強度 (kgf/cm ²)
							変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	
A～B	50 000 以上	80 000 以上	40 以上	55～65	3.7 以上	36 以上	50 000 以上	100 000 以上	20 以上
C _H	50 000～ 20 000	80 000～ 40 000	40～20	40～55	3.7～3	36～27	60 000～ 15 000	150 000～ 60 000	
C _M	20 000～ 5 000	40 000～ 15 000	20～10	30～45	3～1.5	27～15	20 000～ 3 000	60 000～ 10 000	20～10
C _L	5 000 以下	15 000 以下	10 以下	15～38	1.5 以下	15 以下	6 000 以下	15 000 以下	10～5
D									5 以下

(6)岩盤崩壊の発生機構の想定

a)卓越亀裂とブロックの形成

地質調査結果から崩壊地の岩盤ブロックを規制する卓越亀裂系として層理面以外に下記が捉えられ、これらの亀裂系によって岩盤ブロックが潜在的に形成されていたものと捉えられる。

- ・ N-S 80° W の亀裂系（滑落崖方向に概ね合致）
- ・ N85° E 75° S や E-W 77° N の亀裂系（土塊の移動方向に合致）

b)すべり型崩壊

崩壊の主要形態としては流れ盤状の層理面に沿った崩壊が想定される。ボーリングで把握した移動岩塊の下底面は、凝灰質砂岩の層準に概ね合致しており、

相対的に脆弱な凝灰岩砂岩層
をすべり面とする崩壊がまず発生したと想定される。

c)崩壊ブロックの形成と崩壊範囲の拡大

すべり面となった凝灰質砂岩層に沿っては、採掘跡（空洞）が形成されていたと捉えられ、空洞部の天盤崩落によって鉛直方向の変位が生じ、卓越亀裂系によって形成されたブロックが分離し斜面崩壊が拡大したと想定される。

d)崩壊土塊の移動

分離した岩盤ブロックが、すべり・転倒といった様々な形態で斜面下方に移動し、信濃川河床部の平坦地形面で停止したと想定される。

(7)解析モデルの検討

表 5.6.3 に解析パラメータを示し、図 5.6.6 に解析形状モデルを示す。想定すべり面から上位の移動土塊については、現地状況をもとに 5m 程度の規模のブロックの集合体とし、不動地盤は単一ブロックとしてモデル化した。地震動条件としては気象庁が公開している近傍丘陵部での加速度波形記録を振動基盤ブロックに外力条件として入力した。解析では、崩落ブロックの接触時のエネルギー減衰に着目し、接触時エネルギー減衰比を変化させて崩壊挙動を解析した。

表 5.6.3 大規模岩盤斜面崩壊 解析パラメータ

設定項目	新第三紀堆積岩類 (斜面構成岩盤)	未固結堆積物 (平坦地構成地盤)
ブロック表面の 内部摩擦角 度	30	30
ブロック表面の 粘着力 kN/m^2	20	0
崩壊ブロックの 単位体積重量 kN/m^3	20	—
崩壊ブロックの ヤング率 kN/m^2	3, 000, 000	—
崩壊ブロックの ポアソン比	0.35	—
粘性係数	0.05	
接触時エネルギー減衰比	岩盤vs岩盤 : 0.6~1.0 岩盤vs未固結堆積物 : 0.2~0.6	
地震動条件	気象庁による水平加速度記録(30sec) 最大振幅=576gal	

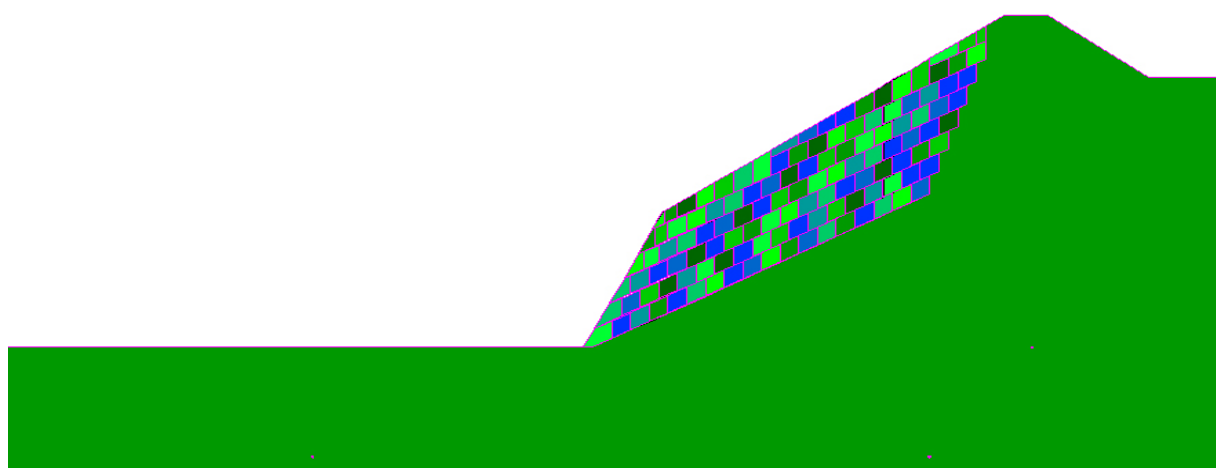


図 5.6.6 大規模岩盤斜面崩壊 解析形状モデル

(8)解析結果

解析の結果、接触時エネルギー減衰比が 0.95(岩盤 vs 岩盤)・0.40(岩盤 vs 未固結堆積物)の条件において、崩壊土塊の到達位置が現地状況に概ね合致した。上記の条件における解析結果を図 5.6.7 に示す。解析結果に認められる崩壊特性は下記の通りである。

- a)地震動とともに想定すべり面上の土塊全体の変形が始まる。
- b)初期段階では、全体の滑動に加えて斜面先端部におけるすべり～崩落状のブロック変形が卓越する。
- c)初期～中間段階では、滑落崖付近においてすべり状の変形よりも崩落～バックリング状のブロック変形が卓越する。
- d)中間段階では、上位のブロックほどすべり変形が相対的に進展する。これに伴って崩壊土塊中の小規模凹地形の形成や岩盤ブロックの重畳的な崩積が進む。
- e)終期段階では、崩壊土塊先端付近のブロック崩落が継続しながら全体の変形が収束し、崩落ブロックが中央付近で集積する。(崩壊土塊先端位置の見掛け移動速度は、解析時間=30 秒までで 10～20km/h 程度、30 秒以降では数 km/h 程度以下。)

崩壊土塊最上部の土塊形状等には現地状況と若干の差違が認められるが、上記の a)～e)の解析結果は崩壊土塊の特徴（立木を伴う残丘状ブロック、樹幹の山側への転倒等）に対応しており、解析によって当該箇所の崩壊特性の概略を再現できたものと捉えられる。

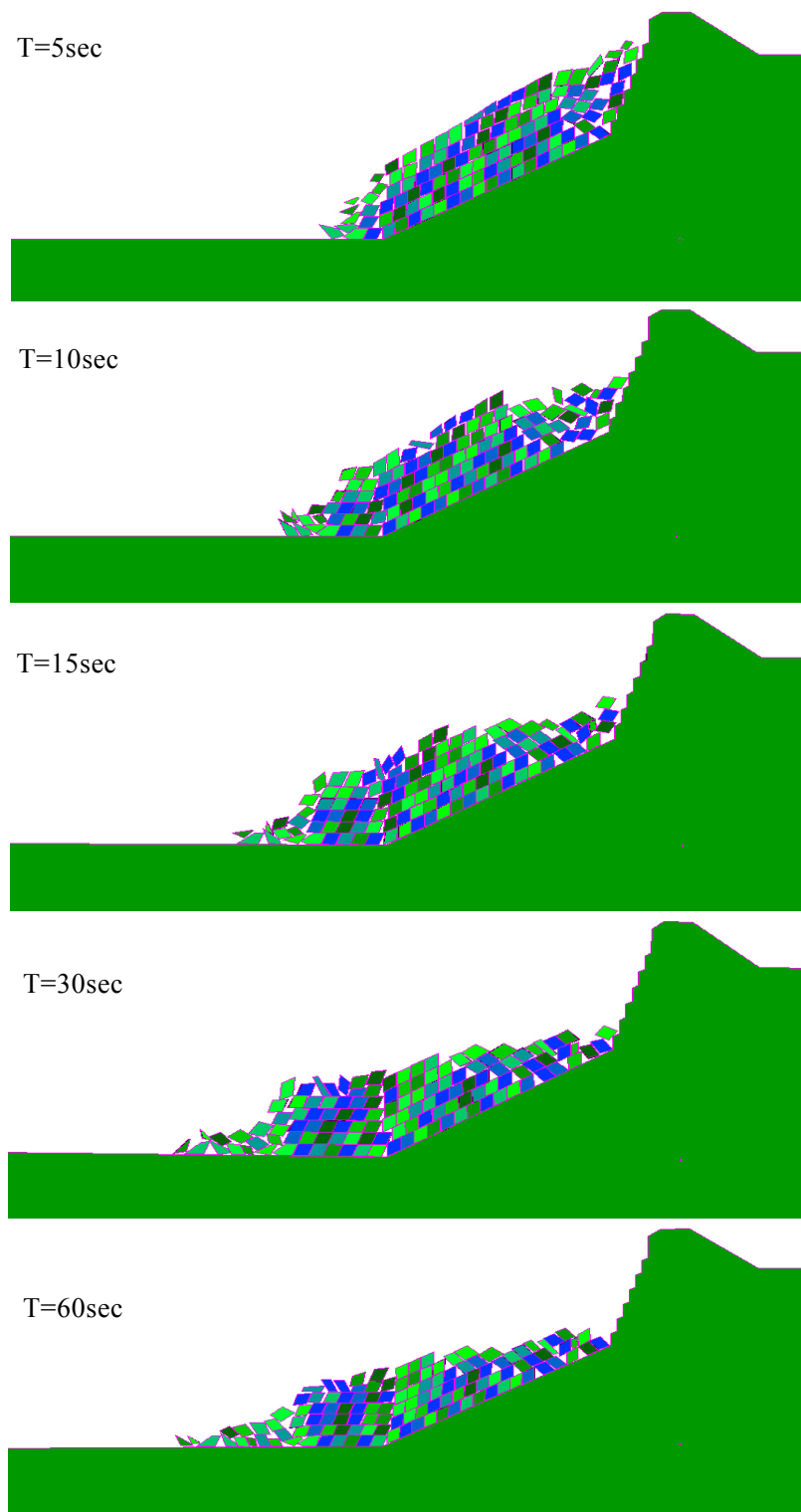


図 5.6.7 解析結果図

(9)解析結果の評価

大規模岩盤崩壊では、岩盤ブロックの形成（断裂）・衝突・破砕など、様々な形態の変形が複雑に組み合わさって崩壊が進展するものと捉えられる。これに対し今回の解析は、平面型すべり崩壊に関して移動土塊を平均的な規模のブロックの集合体としてモデル化して崩壊挙動を解析したものと位置づけられる。事例解析結果から、崩壊土塊の形状を単純化したモデルによって崩壊挙動を再現できることが確認され、崩壊土塊の到達範囲予測等における本手法の適用が期待できる。岩盤ブロックの接触時の挙動特性(反発係数等)に関しては、既存落石実験等によるデータが利用可能となっており、このような点が本手法の適用上のメリットとして上げられる。

5.7 5章のまとめ

5章では、不連続変形法（DDA）による地震時斜面崩壊のハザード評価の高度化に関して、微小変形過程におけるエネルギー減衰のモデル化と外力条件の設定方法を検討した。

エネルギー減衰については voigt 型のダンパーを接触モデルに付与して解析方法を改良し、単純モデルによる感度解析を行って理論解や連続体モデル(FEM)の解析結果と合致することを確認して改良モデルの有効性を明らかにした。また、振動条件の設定方法としては原点復帰型の基盤ブロックによる設定手順を提案し、感度解析を行って原点復帰型の基盤ブロックの物性を制御することによって振動条件を解析に反映させられることを明らかにした。さらに、振動台実験と実際の崩壊事例を対象とした事例解析を行って、実現象と合致した解析結果が得られることを確認し、改良した解析手法並びに振動条件設定方法の有効性を明らかにした。

(第5章参考文献)

- 1)吉田望, 澤田純男, 中村晋:減衰が地盤の地震応答にあたえる影響と精度, 日本地震工学論文集, Vol.6, No.4, pp.56-73, 2006
- 2)地盤工学会:地盤技術者のための FEM シリーズ②, 丸善, pp.296, 2003
- 3)松本晋太郎, 目黒公郎:3次元個別要素法による地震時の家具の挙動シミュレーション, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.55, pp.802-803, 2000
- 4)土木学会:構造工学公式集, 土木学会, 1988.
- 5)地質調査所:地域地質研究報告 5 万分の 1 地質図幅「長岡地域の地質」,1991
- 6)防災科学技術研究所:2004 年新潟県中越地震(10 月 23 日 17 時 56 分)の地震動と震源過程, 地震予知連絡会会報, Vol.73, No.7-16, 2005
- 7)翠川三郎, 三浦弘之, 秋場俊一:2004 年新潟県中越地震の地震動について, 東京工業大学地震工学研究レポート, No.92, p.1-10, 2004.
- 8)土木学会:岩盤斜面の安定解析と計測, 丸善, 1994
- 9)佐々木猛, 萩原育夫, 佐々木勝司, 堀川滋雄, 吉中龍之進, 大西有三:不連続変形法による地震時の斜面崩落解析, 土木学会第 35 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.87-92、2006.1.
- 10)萩原育夫, 佐々木猛, 大西有三, 伊藤洋:DDA によるブロック構造の動的応答に関する基礎的検討, 土木学会, 第 37 回岩盤力学シンポジウム, p.153-158, 2008.

第6章 研究成果に基づく提案と今後の課題

6.1 研究成果に基づく提案

(1) 岩盤斜面のハザード予測への適用方法の提案

不連続変形法による崩壊挙動解析に関する本研究の主要な成果は下記の2点である。

- 1) 斜面崩壊の崩落過程に関して、エネルギー減衰に関する改良と形状指標の導入を行い、崩落挙動に係わる要因並びに崩落挙動を定量的に予測する方法を構築したこと
- 2) 地震時斜面崩壊の崩壊発生過程に関して、微小変形時のエネルギー減衰に関する改良と原点復帰型の基盤ブロックの導入を行い、崩壊の発生から停止までの一連の挙動を予測する方法を構築したこと

落石崩壊の崩落挙動に影響する主要な要因と、経験則による速度評価式と不連続変形法の解析パラメータの設定方法の比較表を表 6.1.1 に示す。本研究で検討した落石形状に関する形状指標並びに植生状況に関する粘性抵抗を用いることによって、崩落挙動に係わる主要因を定量的に捉えることが可能となり、体系的・効率的な解析ケースの設定や解析技術者の主観や経験に起因した解析誤差の低減されることが期待できる。また、地震時斜面崩壊の発生段階から停止までの一連の挙動を不連続変形法で解析・予測することによって、物理モデルに従って斜面崩壊の影響度をすることが可能ととえられる。

表 6.1.1 落石崩落挙動に影響する因子と解析パラメータ

項 目	経験則による速度評価式 1)	不連続変形法(DDA)
地盤特性	地盤区分（硬岩・軟岩など）による 類型化	地盤物性値（ヤング率など） 接触時エネルギー減衰比
形状特性	形状区分（丸型・角型など） による類型化	形状指標を使って区分
植生	植生の有無による類型化	粘性抵抗

本研究成果の成果をもとに検討した、斜面崩壊解析フローを図 6.1.1 に示す。

a) 現地特性の把握

現地の地形条件・地質条件を把握し、岩盤崩壊の規模・形態等を定性的に評価する。不安定ブロックの特定において、規模や位置のほかに形状指標によって形状特性を記載することによって、客観的に不安定ブロックを記載できる。

b) 解析方針の設定

崩壊形態等の想定内容に応じて解析ケースの設定を行う。

解析ケースの設定において不安定ブロックを規模、位置並びに形状指標を用いて分析することによって、体系的・客観的に代表ケースの設定を行うことが出来る。

c) 解析パラメータの設定

現地の地質特性等をもとに物性パラメータを設定する。

崩落挙動に影響する主要な因子に対応した定量的なパラメータが導入されており、
確に現地条件を解析に反映できる。

d)崩壊挙動解析

崩壊が発生した場合の崩落挙動を解析し崩壊時の影響度を把握する。また誘因に関する崩壊発生挙動を解析し崩壊発生率を把握する。

e)影響度評価

崩壊挙動解析結果に誘因の発生確率を加味することにより斜面崩壊の全体的な危険性と影響度を評価する。

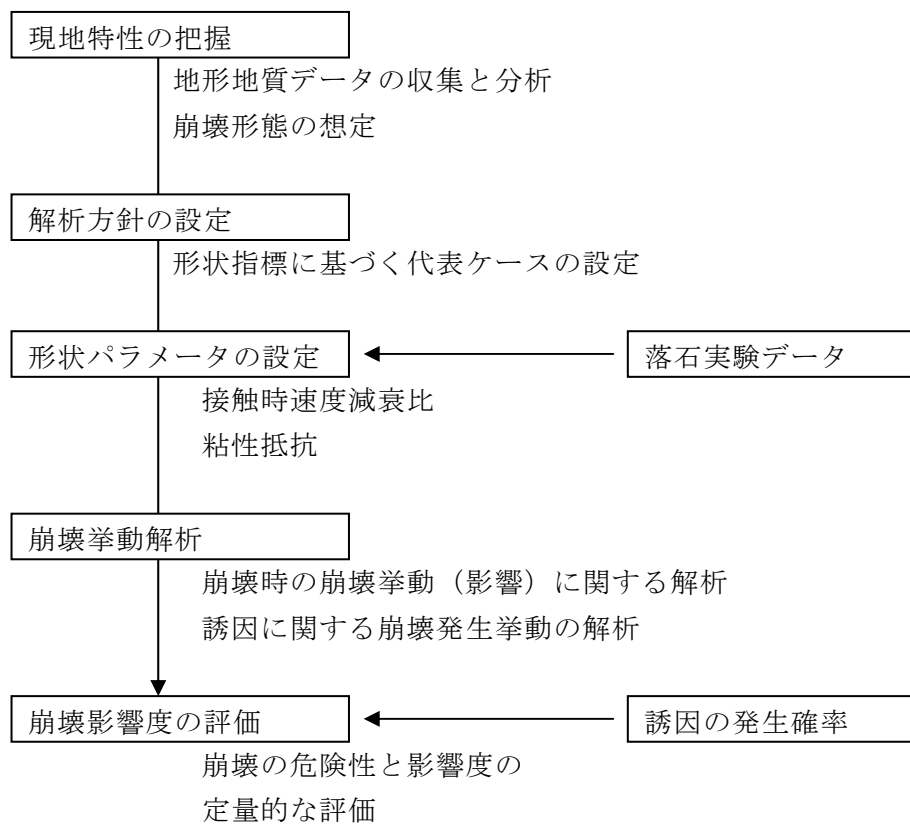


図 6.1.1 不連続変形法による崩壊挙動評価フロー（案）

(2) 仮想モデルによる提案フローの検証

a) 検証モデル

図 6.1.2 に示す不安定ブロックの地震時の崩壊を仮想モデルとして、前項で示した解析フローを検証する。

仮想モデルは、形状と位置の異なる斜面上の不安定ブロックとし、斜面条件や外力設定は同一とする。斜面の末端には既設の対策工があるものとし、既設対策工の能力を超えるような崩壊が生じた場合に、防護策下方の領域に何らかの影響を生じるものとして影響度を評価する。

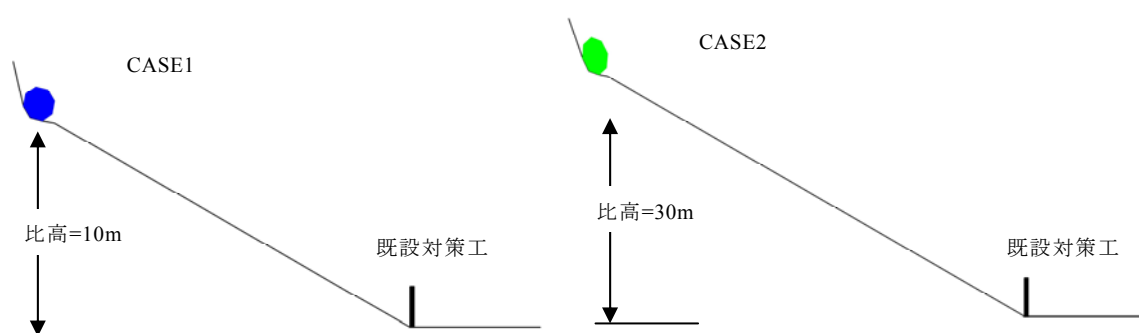


図 6.1.2 検証モデル

表 6.1.2 仮想モデルの解析条件

ケース	CASE-1	CASE-2
落石形状	正八角形	扁平八角形 (軸比=1 : 1.5)
落下高さ	10m	30m
落石条件	CM 級岩盤	
斜面条件	CM 級岩盤、傾斜 30 度、植生無し	
既設対策工	防護策 (吸収エネルギー=1MJ)	
地震動条件	2Hz (3 秒間)	

b)崩壊挙動に関する解析

各ケースについて崩落が発生した場合の崩壊挙動を解析する。解析はそれぞれ初期姿勢を変化させて斜面上を落下させ、斜面末端部における崩落エネルギーの解析結果を集計して影響度を評価する。

図 6.1.3 に解析結果を示す。初期姿勢を変化させることによって不安定ブロックの挙動は変化するが、このような複数の解析結果を集計して得られた崩落エネルギー分布は実際の崩壊現象の多様性に概ね対応すると捉えられる¹⁾。それぞれのケースでは崩落岩塊の形状と落下高さが異なるため崩落エネルギー分布には差を生じ、防護柵の吸収エネルギーを超える影響確率 (Pd)は

CASE-1 : $Pd=0.43$

CASE-2 : $Pd=0.97$

を示した。

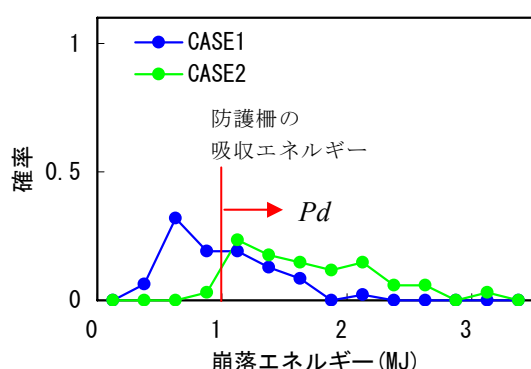


図 6.1.3 崩壊挙動に関する解析結果（斜面末端部の崩落エネルギー）

c)誘因に関する解析

各ケースについて誘因に関する解析を実施して、崩壊率を求める。震動条件は 2Hz の加速度波形（正弦波、3 秒間付与）、斜面上の崩落に達するかどうかを把握して崩壊確率を算出する。

図 6.1.4 に解析結果を示す。解析では震動によって崩落に至らない場合があるため崩壊率は漸移的に変化し、円形に近い形状の CASE-1 で相対的に崩壊しやすい傾向が示された。

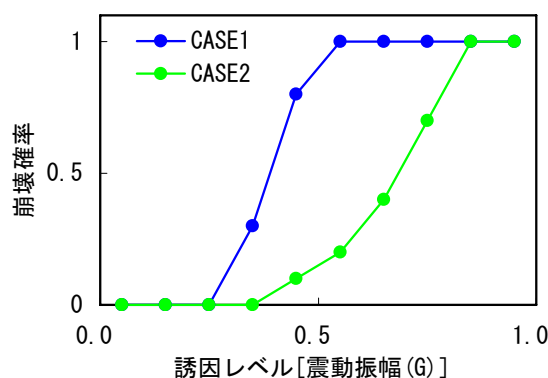


図 6.1.4 誘因に関する解析結果（崩壊確率）

d)影響度の評価

前項までの崩落時と崩壊発生時の挙動解析結果をもとに、誘因（地震動）に関する発生確率を考慮して全体的な崩壊の危険性並びに影響度を評価する。評価手順は崩壊統計をもとにした豪雨時の斜面崩壊検討²⁾と同様に、崩壊の影響を誘因の発生確率（年超過確率）に対応付けて評価する（図 6.1.5）。なお、図 6.1.5 では「想定被害額」として影響度を示しているが、本検討では次式の被災指標を導入する。

$$D = 100 \cdot r_R \cdot P_d \quad (6.1.1)$$

ここに、 D ：被災指標、 r_R ：崩壊確率、 P_d ：影響確率である。また、誘因レベル（地震動）の発生確率は仮定値である。

図 6.1.6 に影響度の評価結果を示す。解析結果からそれぞれの崩壊ケースについて

CASE-1：発生する危険性が大きく、影響度が小さい崩壊

CASE-2：発生する危険性は小さく、影響度が大きい崩壊

との傾向が認められ、これらの傾向を被災率び発生確率といった定量的な指標を用いて捉えることが出来た。

なお、一般的に崩壊時の影響指標としては被災想定額等の経済的な指標が用いられているが、崩壊解析結果に対応付けて被害想定額を算出することによって、次式によって被害想定額による評価が可能と考えられる。

$$Dr = K \cdot D \quad (6.1.2)$$

ここに、 Dr ：想定被害額、 D ：被災指標、 K ：崩壊に対応した被害額である。

以上の解析事例から、本研究成果に基づく崩壊解析手法並びに提案フローによって、斜面崩壊に関するハザードの予測と発生確率の評価を実現できることを確認した。

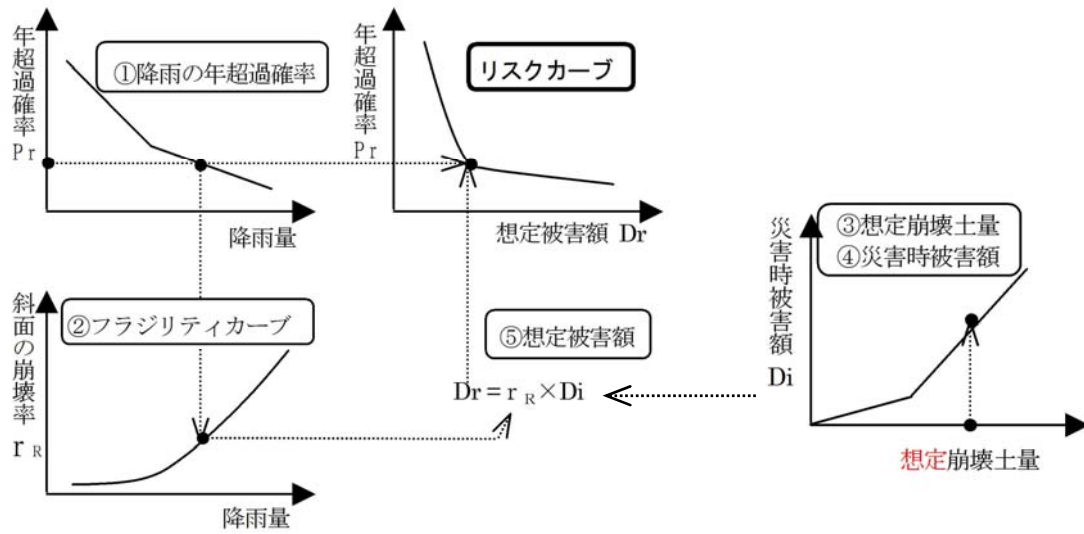


図 6.1.5 豪雨時斜面崩壊の影響度評価例（概念図）²⁾

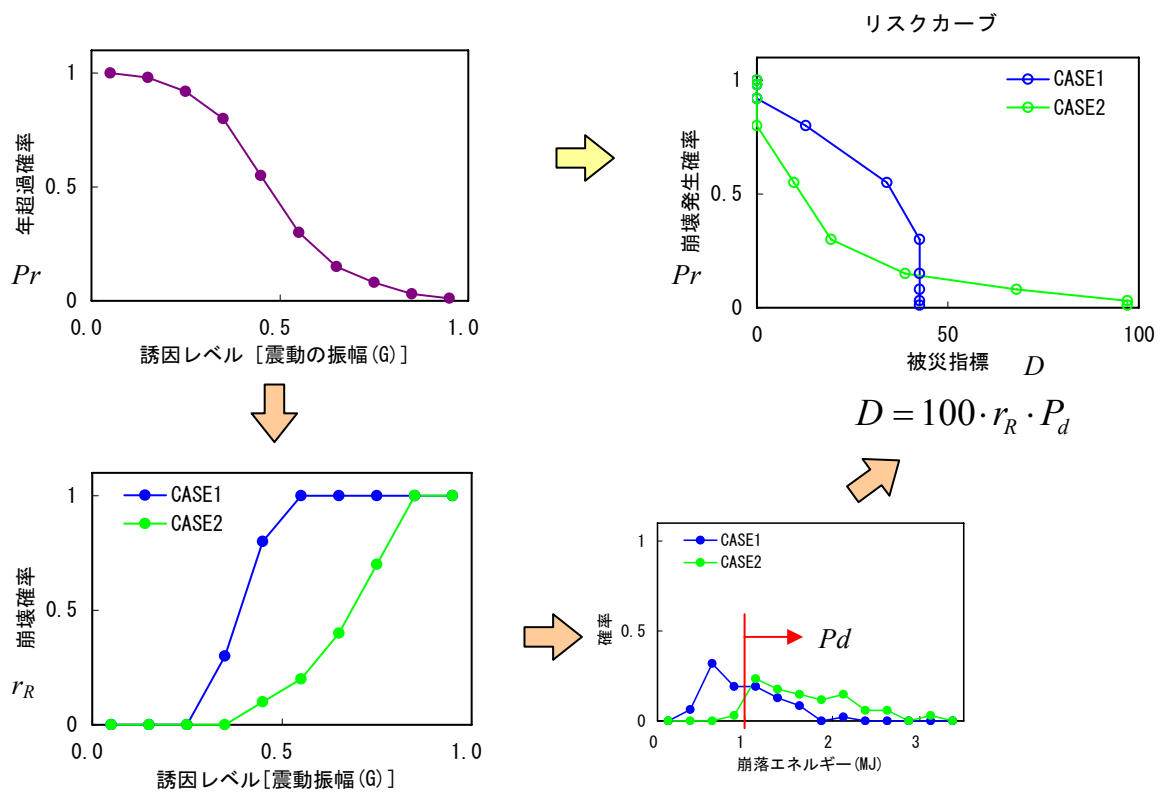


図 6.1.6 仮想モデルの影響度評価結果

6.2 今後の展望と技術課題

本研究成果をもとに提案した斜面崩壊の影響度評価フローは、斜面崩壊の危険性及び影響度を物理モデルに基づいて評価するものである。改良した解析手法には、崩落現象を規制する主要な因子が定量的な解析パラメータとして組み込まれ、崩壊の発生から停止までの一連の挙動解析が行えるものであり、実際の防災検討（ハザードの予測と発生確率の評価）への導入が今後期待できる。防災検討への導入方法としては、斜面崩壊の可能性のある不安定ブロックについて図 6.1.1 の評価フローによって適用することが考えられるが、斜面崩壊の発生源は広範囲に多数分布することを考慮すれば、実際の導入では崩壊事例統計によるハザード評価手法²⁾と組み合わせで導入することが有効と考えられる。

一方、本研究で検討した解析手法に関する技術的な課題としては、解析精度の向上が重要と考えられる。特に、粘性抵抗に対応付けた植生によるエネルギー減衰に関しては現段階では実験データ等が限られており、挙動解析手法の解析パラメータに着目した落石実験の実施と崩壊挙動特性の検証が有効と考えられる。また、詳細な崩壊挙動評価を行う上で解析手法の三次元化が今後重要と考えられる。

6.3 第6章のまとめ

第6章では、研究成果にもとづく斜面崩壊の解析フローを提案するとともに、今後の展望と技術的課題を整理した。

研究成果に基づく解析フローの提案としては、崩落過程に関する挙動解析と崩壊発生段階に関する挙動解析を実施し、これらの解析結果と誘因に関する発生確率を考慮して斜面崩壊の危険性と影響度を評価するフローを提案した。提案した評価フローについては、仮想モデルを対象として地震時崩壊挙動解析を試行し、崩壊時の影響度、誘因に関する崩壊確率、並びに被災指標によって定量的に影響度を評価できることを示し、提案手法の有効性を明らかにした。

また、実際の防災検討（ハザードの予測と発生確率評価）への導入方法として崩壊事例統計による評価方法と組み合わせた導入が考えられることを示し、解析精度の向上の点から解析パラメータに着目した落石実験の実施や解析手法の三次元化が重要と考えられた。

(第6章参考文献)

- 1)日本道路協会：落石対策便覧に関する参考資料，丸善，p.448，2002
- 2)独立行政法人土木研究所ほか：GIS を活用した道路斜面のリスク評価に関する共同報告書・道路斜面ハザードマップ作成要領（案），pp.145，2004

第7章 本研究のまとめ

本研究は、防災対策の検討において技術的な課題が指摘されている岩盤斜面の崩壊挙動予測について、斜面崩壊の発生から崩落・停止までの一連の崩壊挙動を解析するとともに、岩盤性状の複雑性や不確実性を定量的に解析に反映できる数値解析手法の開発を目的としたものである。本研究内容のまとめを以下に示す。

第1章は本研究の序論であり、近年の岩盤斜面崩壊の発生状況・数値解析手法の研究動向の概要等の研究背景を整理し、研究の動機・目的並びに本論文の構成と検討フローを示した。

第2章では岩盤斜面崩壊の形態と原因並びに崩壊挙動予測に用いられる既存の解析手法の概要を総括し、岩盤斜面崩壊の防災対策検討における防災性能評価の概念の今後の進展を考慮して、岩盤斜面崩壊のハザード評価を対象とした不連続変形法の適用と高度化を本研究の主題とした。

第3章では不連続変形法（DDA）の基本的な解析モデル及び斜面崩壊解析に係わる既存検討事例を整理し、斜面崩壊挙動解析に関する DDA の適用事例などの現状を把握した。DDA は単純な数学モデル等によって大変形問題への適用性が確認されているが、実際の崩壊現象への適用では植生などによるエネルギー減衰や解析パラメータの複雑性の取り扱いが技術的な課題となっていることを把握した。また、微小変形過程（動的）に対する DDA の適用性については検討事例が限られ、DDA の適用性等について明らかになっていない段階にあることを把握した。以上の点から、本研究の研究課題（研究対象）として下記を設定した。

- ・崩落段階（大変形過程）に関する解析内容の高度化（落石崩壊）
- ・崩壊発生段階（微小変形過程）に関する解析内容の高度化（地震時崩壊）

第4章では、不連続変形法（DDA）による落石崩壊の挙動解析の高度化に関して、崩落中に生じる落下エネルギー減衰のモデル化と落石形状特性に関する定量的指標の導入について検討した。落下エネルギー減衰については、接触時速度エネルギー減衰比と粘性抵抗の概念を定式化して解析に組み込み、DDA に特有な解析パラメータである粘性抵抗について実際の落石崩壊に関する事例解析を行って適用性を検討した。粘性抵抗を導入した解析結果は現地状況と合致し、経験則による評価式とも調和的であることを確認し、解析モデルの有効性を明らかにした。形状指標については、落石崩壊現象の特徴を考慮した形状指標を導入し、感度解析と実際の落石崩壊に関する事例解析を行って適用性を検討した。感度解析結果から、落石の崩壊現象に対応する形状指標として曲率に関する形状エントロピーと円形度の有効性を明らかにした。さらに形状指標を導入した崩壊事例解析結果は現地状況に合致し、経験則による評価式とも調和的であることを確認し、形状指標の有効性を明らかにした。

5章では、不連続変形法（DDA）による地震時斜面崩壊のハザード評価の高度化に関し

て、微小変形過程におけるエネルギー減衰のモデル化と外力条件の設定方法を検討した。

エネルギー減衰については **voigt** 型のダンパーを接触モデルに付与して解析方法を改良し、単純モデルによる感度解析を行って理論解や連続体モデル(FEM)の解析結果と合致することを確認して改良モデルの有効性を明らかにした。また、振動条件の設定方法としては原点復帰型の基盤ブロックによる設定手順を提案し、感度解析を行って原点復帰型の基盤ブロックの物性を制御することによって振動条件を解析に反映させられることを明らかにした。さらに、振動台実験と実際の崩壊事例を対象とした事例解析を行って、実現象と合致した解析結果が得られることを確認し、改良した解析手法並びに振動条件設定方法の有効性を明らかにした。

第6章では、研究成果にもとづく斜面崩壊の解析フローを提案するとともに、今後の展望と技術的課題を整理した。

研究成果に基づく解析フローの提案としては、崩落過程に関する挙動解析と崩壊発生段階に関する挙動解析を実施し、これらの解析結果と誘因に関する発生確率を考慮して斜面崩壊の危険性と影響度を評価するフローを提案した。提案した評価フローについては、仮想モデルを対象として地震時崩壊挙動解析を試行し、崩壊時の影響度、誘因に関する崩壊確率、並びに被災指標によって定量的に影響度を評価できることを示し、提案手法の有効性を明らかにした。

また、実際の防災検討（ハザードの予測と発生確率評価）への導入方法として崩壊事例統計による評価方法と組み合わせた導入が考えられることを示し、解析精度の向上の点から解析パラメータに着目した落石実験の実施や解析手法の三次元化が重要と考えられた。

謝 辭

謝 辞

本研究を進めるにあたって多くの方々からご指導・ご助言・励ましを頂き、この場をお借りして厚くお礼申し上げます。

本論文は、岩盤斜面崩壊を研究対象として、筆者が地質工学の技術者として携わってきたこれまでの現地調査等の経験等をもとに、京都大学大学院都市環境工学ジオフロント環境工学講座大西有三教授のご指導のもと、崩壊挙動予測を行うための数値解析手法に関する研究成果をとりまとめたものです。本研究を進めるにあたり、防災対策検討の考え方や研究の進め方等の研究の全般にわたってご指導とご助言を賜りました大西有三先生に心より厚く御礼申し上げます。また、岩盤挙動に関する力学モデルや数値解析手法に関するご指導とご助言を頂きました石田毅教授の厚く御礼申し上げます。論文の執筆に当たってはハザード評価ならびに地震動に係わる動的解析に関してご指導とご助言を頂きました清野純史准教授に厚く御礼申し上げます。

本研究論文をとりまとめるにあたっては、京都大学大学院都市環境工学ジオフロント環境講座の西山哲准教授に様々なご助言を頂きました。また、同講座助教の小山倫史様、秘書の野村史子様、並びに研究室の学生の皆さんには数々のご便宜を図っていただきここに記して感謝する次第です。

本研究の内容は、筆者が地質工学の技術者として携わった数値解析や崩壊シミュレーション等で得た知見に基づくものであり、研究を進めるに当たっては筆者が所属するサンコーコンサルタント（株）の佐々木猛様、佐々木勝司様、須崎俊秋様など多くの方々からご助言やご協力を賜り、ここに記して深く感謝いたします。また地質コンサルタントとしての先輩である基礎地盤コンサルタンツ（株）の三木茂様、明治コンサルタント（株）の島内哲哉様、（有）アドバンテクノロジーの濱崎栄作様からは、斜面防災に関する議論を通じて示唆に富んだ様々なご助言を頂きここに記して厚く感謝致します。そして本研究のまとめることができた背景には、地質学の基礎を指導いただいた元高崎高等学校教諭の久保誠二先生、元早稲田大学教授の故山崎純夫先生をはじめ、鉱山開発、システム開発、土木地質調査などの様々な現場の方々からの経験に富んだご助言や励ましがありました。ここに記してこれらの皆様に感謝の意を表します。

最後に、これまで私をあたたく応援してくれた両親と妻の貴子、息子の恵に心から感謝します。

萩原 育夫

研究実績

研究実績

(1)査読付き論文

- 1)萩原育夫, 大西有三, 佐々木猛, 西山哲: 不連続変形法による落石シミュレーションと形状特性,地盤工学会電磁ジャーナル (掲載予定)

(2)審査付き論文

- 1)I.Hagiwara,T.Sasaki,S.Nishiyama,Y.Ohnishi: Estimation and simulation of vegetation effect on rockfall using discontinuous deformation analysis,Proceedings of the ISRM International Symposium;Third Asian Rock Mechanics,Vol.2,p.1249-1252,2004
- 2)萩原育夫・佐々木猛・西山哲・大西有三: 斜面災害における予知と対策技術の最前線に関するシンポジウム論文集, 地盤工学会, 2007 (印刷中)
- 3)萩原 育夫・佐々木 猛・大西 有三・伊藤 洋: DDAによるブロック構造の動的応答に関する基礎的検討, 第37回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, 2008
- 4)萩原 育夫・佐々木 勝司・島内 哲哉, 中村公一, 西山 哲, 大西 有三: 現場落石実験から得られる斜面性状を考慮した速度比の特徴について, 第38回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, 2009

(3)研究会口頭発表等

- 1)河村 茂樹・飯酒盃 久夫・稲崎 富士・倉橋 稔幸・萩原 育夫: 3成分加速度計を用いたトンネルHSPのイメージング, 第97回物理探査学会学術講演会講演論文集,p.94-98,1997
- 2)長秋雄・佐藤隆司・佃栄吉・佐々木勝司・萩原育夫ほか: 花折断層近傍での地殻応力測定 (活断層モニタリング施設 花折.大原地区) (演旨), 日本地震学会講演予稿集秋季大会, 日本地震学会, 998, p.131-131, 1998
- 3)萩原育夫・佐々木勝司・横山久平: 不連続性岩盤斜面における亀裂調査事例, 研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, p.81-84, 1998
- 4)萩原育夫・黒木久達・藤原治ほか: 多重逆解法を用いた小断層解析による応力場の復元, 研究発表会講演論文集,, 日本応用地質学会, 1999
- 5)萩原育夫・吉田淳・寺尾友宏ほか: DDAによる落石解析事例, 平成12年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, p.253-256, 2000
- 6)佐々木勝司・佐々木猛・萩原育夫ほか・不連続変形法を用いた落石シミュレーションの基礎的研究, 計算工学会講演会論文集, Vol.7, 2002
- 7)堀川滋雄・長秋雄・佐々木勝司・萩原育夫ほか: ボーリング孔壁画像の比較と適用性, 平成14年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, p.235-238, 2002
- 8)萩原育夫・長秋雄・堀川滋雄ほか: 水圧破碎試験 (ステップ流量試験) による初期岩盤応力測定, 平成14年度研究発表会論文集, 日本応用地質学会, 2002
- 9)長秋雄・佐々木勝司・堀川滋雄・萩原育夫: 花崗岩体での深度1000m岩盤調査 (その1,

- ー320m) ,平成 14 年度研究発表会講演論文集,日本応用地質学会,p.291-294,2002
- 10)長秋雄・萩原育夫・堀川滋雄・吉岡正光・佐々木勝司,中国地方花崗岩体での水圧破砕法による深部岩盤初期応力測定結果,資源・素材 2003 企画発表・一般発表(A)(B)資料岩盤工学・資源開発,資源・素材学会,p.81-82,2003
- 11)坂井哲朗・萩原育夫・佐藤稔紀ほか:深地層の地下研究施設における通気・防災上の検討,平成 15 年度資源素材学会春季大会発表,資源・素材学会、2003
- 12)萩原育夫・佐々木猛・大西有三:斜面落石の不連続変形法 (DDA) による解析,計算工学会講演会論文集, Vol.8, 2003
- 13)赤嶺辰一郎・萩原育夫・福間敏夫ほか:真空透気試験による昭和初期の素掘りトンネルの緩み域調査事例,平成 15 年度研究発表会論文集,日本応用地質学会,2003
- 14)萩原育夫・日向哲・新沼岩保,火山活動の回帰的な長期予測モデルの検討,平成 15 年度研究発表会講演論文集,日本応用地質学会,p.263-264,2003
- 15)長秋雄・堀川滋雄・萩原育夫ほか,花崗岩体での深度 1000m 級岩盤調査(その 2,ー600m),平成 15 年度研究発表会講演論文集,日本応用地質学会,p.149-152,2003
- 16)萩原育夫・角田地文・日向哲:地域特性を考慮した火山活動の長期予測手法の検討,研究発表会講演論文集,平成 16 年度日本応用地質学会,p.53-54,2004
- 17)佐々木猛・萩原育夫・佐々木勝司:不連続変形法による斜面崩落モデルの地震応答解析,計算工学会講演会論文集, Vol.9, 2004
- 18)佐々木猛・萩原育夫・佐々木勝司:不連続変形法による斜面崩落モデルの地震応答解析,第 39 回地盤工学研究発表会論文集,地盤工学会,2004
- 19)萩原育夫・佐々木猛・佐々木勝井:不連続変形法 (DDA)による植生斜面の落石解析事例,第 39 回地盤工学研究発表会論文集,地盤工学会,2004
- 20)佐々木勝司・長秋雄・楠瀬勤一郎・萩原育夫:花崗岩体での水圧破砕法による初期応力測定,第 39 回地盤工学研究発表会論文集,地盤工学会,2004
- 21)長秋雄・楠瀬勤一郎・萩原育夫ほか:花崗岩体における深部岩盤調査と原位置応力測定,第 40 回地盤工学研究発表会論文集,地盤工学会,2005
- 22)萩原育夫・佐々木猛・佐々木勝司ほか:不連続変形法による岩盤斜面の崩壊挙動解析,平成 17 年度研究発表会論文集,日本応用地質学会,2005
- 23)楠瀬勤一郎・長秋雄・堀川滋雄・萩原育夫ほか:花崗岩体での岩盤初期応力測定と解析(その 1)ー深度 750m 岩盤調査ー,平成 17 年度研究発表会講演論文集,日本応用地質学会,p.93-96,2005
- 24)楠瀬勤一郎・長秋雄・佐々木勝司・佐々木猛・萩原育夫ほか:花崗岩体での岩盤初期応力測定と解析(その 2)ー複合降伏モデルによる初期応力解析のための地盤モデルの設定例ー,平成 17 年度研究発表会講演論文集,日本応用地質学会,p.97-100,2005
- 25)楠瀬勤一郎・長秋雄・佐々木 司・佐々木猛・萩原育夫ほか:花崗岩体深部における岩盤初期応力の数値解析用地盤モデルの設定,地球惑星科学関連学会合同大会予稿集,G018-P016,2005
- 26)楠瀬勤一郎・長秋雄・萩原育夫ほか:花崗岩体深部における岩盤調査と原位置応力測定,地球惑星科学関連学会合同大会予稿集,G018-P015,2005
- 27)萩原育夫・佐々木猛・佐々木勝司ほか:不連続変形法による地震時斜面崩壊解析,第

- 40 回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, 2005
- 28)佐々木猛・吉田 淳・佐々木勝司・萩原育夫ほか: 節理の載荷 - 除荷変形特性と複合降伏モデルによる掘削問題の検討, 第 40 回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, 2005
- 29)佐々木勝司・楠瀬勤一郎・長 秋雄・佐々木猛・萩原育夫ほか: 岩盤初期応力測定のための地盤モデルの設定, 第 40 回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, 2005
- 30)堀川滋雄・楠瀬勤一郎・長 秋雄・萩原育夫ほか: 花崗岩体における深部岩盤調査と原位置応力測定, 第 40 回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, 2005
- 31)長 秋雄・萩原育夫・吉岡正光ほか: わが国の深部岩盤初期応力状態 (1) --地球科学的静穏域での応力測定結果--, 日本地球惑星科学連合大会予稿集, 日本地球惑星科学連合, G150-004, 2006
- 32)萩原育夫・佐々木猛・大西有三ほか: 岩盤ブロックの地震応答特性に関する基礎的検討, 平成 18 年度研究発表会論文集, 日本応用地質学会, 2006
- 33)萩原育夫・佐々木猛・大西有三ほか: DDA による岩盤ブロックの地震応答解析に関する基礎的検討, 第 61 回年次学術講演会講演集, 2006
- 34)萩原育夫・大西有三・西山 哲・伊藤 洋・佐々木猛・岩田直樹: DDA による岩盤ブロックの地震応答解析に関する基礎的検討, 第 41 回地盤工学会研究発表会論文集, 地盤工学会, 2006
- 35)堀川滋雄・佐々木勝司・萩原 育夫: 地下深部岩盤モデル構築に有用な区分指標とは? --花崗岩体を対象とした事例報告--(O-274), 日本地質学会第 114 年学術大会講演要旨, 日本地質学会, p.198-198, 2006
- 36)佐々木勝司・萩原育夫・佐々木猛ほか: 流水を考慮した DDA による落石群挙動の基本検討, 平成 19 年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, p.33-34, 2007
- 37)東谷謙・萩原育夫・佐々木勝司ほか: 透気特性を利用した岩盤緩み域調査, 平成 19 年度研究発表会論文集, 日本応用地質学会, 2007
- 38)萩原育夫・佐々木猛・大西有三ほか: DDA による積層ブロックモデルの動的応答特性に関する基礎的検討, 第 42 回地盤工学会研究発表会論文集, 地盤工学会, 2007
- 39)萩原育夫・佐々木勝司・山地宏志ほか: 真空透気試験によるトンネル掘削時の岩盤緩み域調査, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演集, 2007
- 40)山本陽一・佐々木勝司・萩原育夫ほか: 溶存メタンセンサーによる孔内地下水の原位置メタン濃度測定方法について, 第 43 回地盤工学会研究発表会論文集, 地盤工学会, 2008
- 41)萩原育夫・佐々木猛・大西有三ほか: 不連続変形法による斜面崩壊振動実験の検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会講演集, 2008